INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPITULO I

HIDROLOGIA DE SUPERFICIE

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Eng. Teixeira da Costa
Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

1.HIDROLOGIA DE SUPERFICIE 1
1.0 - História 3
1.1 - Ciclo Hidrológico 4
1.2. - Aplicações da Hidrologia 5
1.3 - Bacia Hidrográfica 6
1.3.1 - Tipos de Drenagem 6
1.3.2 - Classificação dos Cursos de Água 7
1.3.3 - Forma da Bacia 8
1.3.3.1 - Coeficiente de Compacidade ou Índice de Gravelius Kc 9
1.3.3.2 - Factor de Forma Kf 9
1.3.3.3 - Rectângulo Equivalente 10
1.3.4 - Sistema de Drenagem 11
1.3.5 - Densidade de Drenagem 12
1.3.6 - Sinuosidade do Curso de Água S 13
1.3.7 - Relevo da Bacia 13
1.3.7.1 - Inclinação Média das Vertentes da Bacia 13
1.3.7.2 - Curva Hipsométrica 15
1.3.8 - Elevação Média da Bacia 15
1.3.9 - Perfil Longitudinal de um Rio 16
1.3.10 - Padrão de drenagem 17
1.3.11 - Declividade Equivalente Constante 20
1.4 - Precipitação 22
1.4.1 - Formação e Tipos de Precipitação 22
1.4.2 - Tipos de Chuva 23
1.4.2.1 - Chuvas Ciclónicas ou Frontais 23
1.4.2.2 - Chuvas Convectivas 23
1.4.2.3 - Chuvas Orográficas 24
1.4.3 - Medida das Chuvas 24
1.4.4 - Preenchimento de Falhas 24
1.4.5 - Variação da Precipitação 25
1.4.6 - Precipitação Média sobre uma Bacia 25
1.4.7 - Precipitações Anuais (módulos pluviométricos) 27
1.4.8 - Valores Extremos 27
1.4.9 - Carta de Isoietas em Ano Médio 27
1.4.10 - Precipitações Mensais 27
1.4.11 - Chuvas Intensas de Curta Duração 28

1.5 - Infiltração 29
1.5.1 - Medidas e Infiltração 30
1.5.2 - Factores que Afectam a Capacidade de Infiltração 32
1.6 - Evaporação 32
1.6.1 - Medidas de Evaporação 33
1.6.2 - Determinação da Evaporação por Intermédio do Balanço Hidrológico 34
1.7 - Evapotranspiração 34
1.8 - Escoamento Superficial 35
1.8.1 - Grandezas Características 36
1.8.2 - Factores que Influem no Deflúvio 36
1.8.2.1 - Climatológicos 36
1.8.2.2 - Fisiográficos 37
1.8.2.3 - Antrópicos 37
1.8.3 - Tempo de Concentração - Conceito 37
1.8.3.1 - Tempo de Concentração - Fórmulas 38
1.9 - Medição de Caudais 42
1.9.1 - Curva Chave ou Curva de Vazão 44
1.9.2 - Medição Através da Fórmula Hidráulica 45
1.9.3 - Déficit de Escoamento 46
1.9.4 - Fórmulas Empíricas para o Cálculo do Déficit de Escoamento 47
1.9.4.1 - Fórmula de Coutagne 47
1.9.4.2 - Fórmula de Turc 48
1.9.4.3 - Fórmulas regionais 48
1.9.5 - Cálculo de Caudais através de Dados de Chuvas 50
1.9.5.1 - Fórmula Racional 50
1.9.6 - Hidrograma ou Hidrógrafa 51
1.9.7 - Hidrograma Unitário 53
1.9.8 - Chuva Unitária e Hidrograma Unitário 55
1.9.9 - Hidrograma Unitário Triangular HUT 56
1.9.10 - Fórmulas Empíricas para o Cálculo de Caudais de Máxima Cheia 63
1.9.11 - Fórmulas Cinemáticas 64
1.9.11.1 - Fórmula Racional 64
1.9.11.2 - Fórmula de MARTINO 65
1.9.11.3 - Fórmula de MOCKUS 66
1.9.11.4 - Fórmula de GIANDOTTI 67
1.9.11.5 - Fórmula do Loureiro 68
1.9.13 - Métodos Estatísticos 72

1.HIDROLOGIA DE SUPERFICIE

"... Os rios são nossos irmãos, eles saciam nossa sede. Os rios transportam nossas canoas e alimentam nossas crianças. Se lhes vendermos nossa terra vocês devem lembrar-se de ensinar às crianças que os rios são nossos irmãos e vossos também, e devem, daqui em diante, dar aos rios a bondade que dariam a qualquer irmão ..."

Do manifesto do Chefe Seatle, dos povos Duwamish, Suquamish, Samanish, Skopamish e Stakmish dirigido em 1855 ao Presidente Pearce dos E.A.U.

A CARTA EUROPEIA DA ÁGUA

01 - Não há vida sem água. A água é um bem precioso indispensável a todas as actividades humanas

02 - Os recursos hídricos não são inesgotáveis. É necessário preservá-los, controlá-los e, se possível, aumentá-los.

03 - Alterar a qualidade da água é prejudicar a vida do homem e dos outros seres vivos que dela dependem.

04 - A qualidade da água dever ser mantida em níveis adequados às utilizações previstas e, em especial, satisfazer as exigências da saúde pública.

05 - Quando a água, após ser utilizada volta ao meio natural não deve comprometer as utilizações que dela serão feitas posteriormente.

06 - A manutenção de uma cobertura vegetal apropriada, de preferência florestal, é essencial para a conservação dos recursos hídricos.

07 - Os recursos hídricos devem ser objecto de um inventário.

08 - A eficiente gestão da água deve ser objecto de planos definidos pelas entidades competentes.

09 - A salvaguarda da água implica um esforço importante de investigação científica, de formação técnica de especialistas e de informação pública.

10 - A água é um património comum, cujo valor deve ser reconhecido por todos. Cada um tem o dever de a economizar e utilizar com cuidado.

11 - A gestão dos recursos hídricos deve inserir-se no âmbito da bacia hidrográfica natural e não no das fronteiras administrativas e políticas.

12 - A água não tem fronteiras. É um bem comum que impõe uma cooperação internacional.

1.0 - História

A hidrologia é uma ciência muito antiga e nasceu com a irrigação nos vales do rio Nilo e do rio Amarelo. A irrigação deve sua origem à geometria, à matemática e à hidrologia.

A história da hidrologia compreende :

1) Período de Especulação - Até ao ano 1400

Todos os conhecimentos fluviais são encarados como forma divina e disso se aproveitam os sacerdotes egípcios.

2) Período de Observação - 1400 a 1600

Em pleno renascimento começa a definir-se uma tendência para explicar racionalmente, os fenómenos naturais.

3) Período de Medição - 1600 a 1700

Já se medem as chuvas, a evaporação e os caudais do rio Sena, no reinado de Luís XIV.

Com o aparecimento do relógio aparece a noção de caudal.

4) Período de Experimentação - 1700 a 1800

Aparecem os grandes técnicos de hidráulica: Bernoulli, D'Alembert, Chézy. Em 1760 é criada em França a primeira escola de engenharia: École des Ponts et Chaussées.

5) Período de Modernização - 1800 a 1900

Afirmação da hidrologia

6) Período de Empirismo - 1900 a 1930

Fase unicamente descritiva onde se pretende reduzir os fenómenos hidrológicos a meras fórmulas.

7) Período de Racionalização - 1930 a 1950

Aparecimento do primeiro computador (ENIAC em 1945).

8) Período Teórico - depois de 1950

Aparecem os grandes hidrólogos, Ven Te Chow, Linsley, Meyer, Roy Sherman, Robert Horton e Merril Bernard.

Em 1962 aparece a grande obra "Handbook of Applied Hidrology" de Ven Te Chow e outros.

1.1 - Ciclo Hidrológico

Há vários processos de visualizar o ciclo hidrológico:

- representação qualitativa, feita por Horton, que usa sectores circulares.

- representação quantitativa., feita por Setton, que leva em conta o conceito de unidades relativas.

O mais simples é o apresentado por Colman.

O ciclo tem início com a evaporação da água dos oceanos. O vapor resultante é transportado em massa de ar que, sob certas condições de pressão e temperatura, condensa formando nuvens que dão origem às chuvas. A água das chuvas tem vários destinos:

a) uma parte evapora-se antes de atingir o chão.

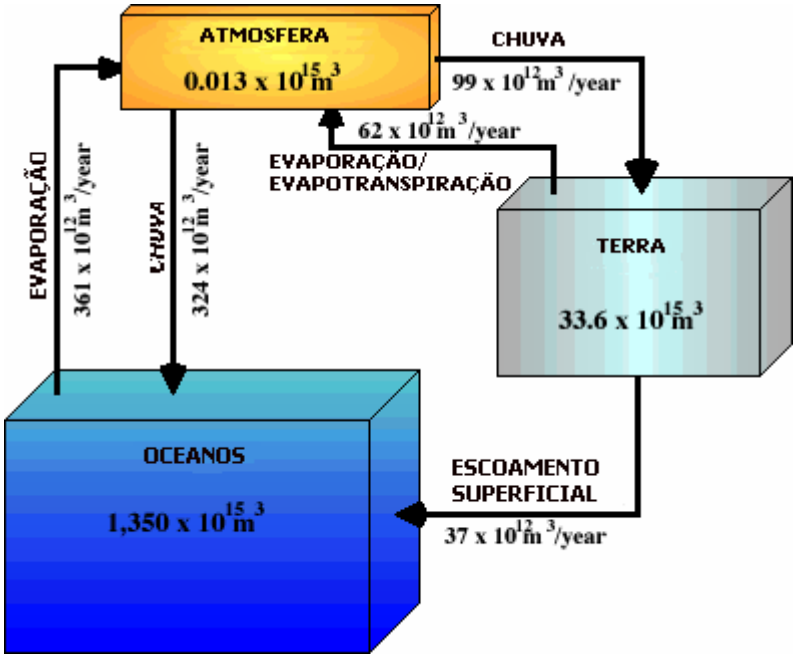
b) uma parte infiltra-se dando origem aos lençóis freáticos.

c) uma parte escoa dando origem aos rios e córregos.

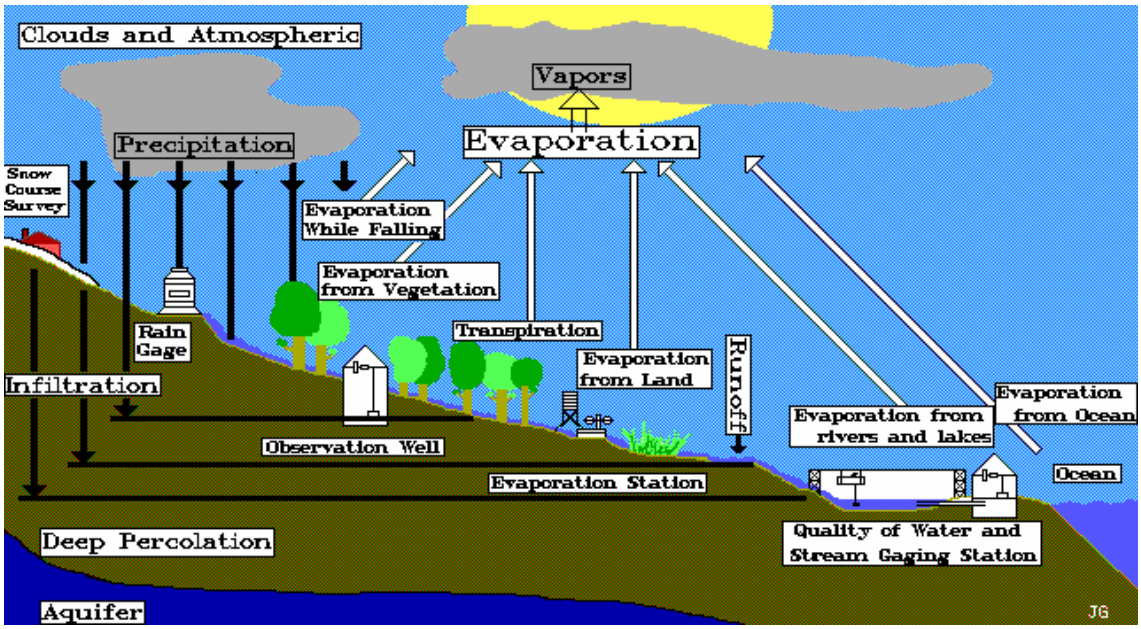
d) uma parte pode transformar-se em gelo que posteriormente irá derreter.

e) uma parte fica retida em depressões e nas copas das árvores e nos troncos.

Entretanto quantidades grandes de água superficial retornam à atmosfera por evaporação. também uma parte, retida pelas plantas, é novamente devolvida à atmosfera por evapotranspiração.



Distribuição da água no Planeta Terra



O ciclo hidrológico

Para uma dada região pode sintetizar-se o ciclo hidrológico total assim:

$$P - (R + G + E + T)\ ) = \Delta s$$

sendo:

P - precipitação que atinge o solo

R - escoamento superficial

G - escoamento subterrâneo

E - evaporação

T - transpiração das plantas

Δs - variação no armazenamento nas várias formas de retenção

1.2. - Aplicações da Hidrologia

A hidrologia tem larga aplicação nos seguintes ramos da engenharia:

a) Escolha de fontes de abastecimento de água.

b) Fixação das dimensões das obras de arte.

c) Capacidade de acumulação e dimensionamento de descarregadores de barragens.

d) Estudo das características de lençóis freáticos.

e) Estudo de variações de vazões, previsão de cheias máximas.

f) Exame das oscilações de nível das áreas de inundação.

g) Controlo de erosão através do estudo de caudais mínimos, capacidade de aeração e velocidades de escoamento.

h) Controlo da erosão através de análise de frequência de chuvas de grande intensidade e determinação do coeficiente de escoamento superficial.

i) Navegação: obtenção de dados de alturas de água máximas e mínimas.

j) Aproveitamentos hidroeléctricos: previsão de vazões máximas, mínimas e verificação da necessidade de albufeiras para armazenamento de água.

k) Recreação e lazer.

1.3 - Bacia Hidrográfica

As bacias hidrográficas são unidades onde o ciclo hidrológico pode ser estudado nos seus diferentes aspectos.

Segundo Viessman a bacia hidrográfica é uma área definida topograficamente, drenada por um curso de água tal que todo o caudal afluente é descarregado através de uma simples saída.

A bacia hidrográfica é sempre referida a uma determinada secção do rio. Quando se define genericamente, a secção do rio diz respeito à foz. A bacia é definida, em seu perímetro, por um divisor que separa as águas encaminhando-as para os diversos rios. O divisor segue por uma linha rígida em torno da bacia, atravessando o curso de água somente no ponto de saída ou secção final. O divisor une os pontos de máxima cota entre bacias mas podem existir, no seu interior picos isolados com cota superior assim como depressões com cota inferior.

Podem existir dois divisores, um topográfico e outro geológico ou freático. Este é, em geral, determinado pela estrutura geológica dos terrenos sendo muitas vezes influenciado pela topografia.

Resumindo, segundo Garcez bacia hidráulica é um conjunto de área com declividade no sentido de determinada secção transversal de um curso de água, medidas as áreas em projecção horizontal.

Sinónimos: bacia de captação, bacia imbrífera, bacia colectora, bacia de drenagem superficial, bacia hidrológica, bacia de contribuição.

1.3.1 - Tipos de Drenagem

A água, captada por uma bacia hidrográfica e que se escoa para o rio, pode ter o seguinte destino:

a) ter o mar ou um rio grande como desaguadouro e neste caso denomina-se drenagem exorreica.

É a drenagem mais usual e disso são exemplo os grandes rios que desaguam nos Oceanos.

b) A água perde-se em lagos ou depressões interiores. É a drenagem endorreica de que o rio Cubango em Angola é um exemplo. O rio Cubango, muito caudaloso, lança as suas águas num lago, no interior de África (Botswana) formando o mundialmente conhecido Delta do Okavango.

c) A água some através de sumidouros, cavernas ou fendas, é a drenagem criptorreica. Em terrenos calcários (solos Carsticos), é vulgar aparecerem sumidouros no rio e este apresentar fracos coeficientes de escoamento (run - off). Este tipo de perda de água não deve ser confundido com infiltração. Os sumidouros denominam-se dolinas.

1.3.2 - Classificação dos Cursos de Água

De acordo com a constância do caudal os cursos de água classificam-se em:

a) *Perenes*: a existência de um lençol subterrâneo mantém um caudal contínuo e o nível da água nunca desce abaixo do respectivo leito.

b) *Intermitentes*: só apresentam caudal durante a ocorrência de chuvas porque o lençol subterrâneo de água mantém-se acima do leito fluvial o que não ocorre na época da estiagem.

c) *Efémeros*: só transportam escoamento superficial. A superfície freática encontra-se sempre a um nível inferior ao leito fluvial não havendo possibilidade de escoamento do fluxo subterrâneo. Os rios efémeros são normalmente muito pequenos.

Bacias Grandes e Bacias Pequenas

Há uma notável diferença entre pequena e grande bacia hidrográfica que não depende unicamente do seu tamanho.

Os caudais de uma pequena bacia de drenagem são parcialmente influenciados pelas condições físicas do solo e sua ocupação, do clima e coberto vegetal. O estudo hidrológico é feito sobre a própria bacia.

Numa grande bacia o efeito de armazenamento no leito do rio é relevante de tal modo que predomina sobre o estudo hidrológico do curso de água. Por tal motivo são efectuadas medidas directas dos caudais em pontos seleccionados, e são desenvolvidos estudos estatísticos dos caudais. O estudo estatístico extrapola dados.

Nas bacias pequenas, ao contrário das grandes bacias, as medidas directas não têm valor significativo porque a acção do homem vai alterando as condições do coberto vegetal, e até de geomorfologia, e modificando as condições de escoamento.

Duas bacias do mesmo tamanho, podem apresentar comportamentos diferentes, sob o ponto de vista hidrológico, isto é, pode trazer dissabores para um engenheiro.

A característica principal de uma bacia pequena é que o efeito de escoamento superficial afecta muito mais um caudal máximo do que o efeito de armazenamento no curso de água, no entanto, este efeito de armazenamento é muito acentuado nas grandes bacias.

VEN TE CHOW classifica as bacias hidrográficas com a seguinte definição:

"pequena bacia de drenagem é aquela cuja sensibilidade às chuvas de alta intensidade e curta duração e ao uso da terra, não é suprimida pelas características do leito do curso de água."

VEN TE CHOW admite que uma pequena bacia pode ter a área de alguns ha até 1000 ha até cerca de 130 km^2.

O limite superior do tamanho da bacia pequena depende da condição em que a referida sensibilidade se torna praticamente perdida devido ao comportamento hidrodinâmico do rio.

1.3.3 - Forma da Bacia

A área de uma bacia é o principal elemento a ter em conta, em estudos e é medida em projecção horizontal. Para isso utilizam-se mapas com escalas pequenas (1/10 000, 1/25 000, 1/50 000, 1/100 000).

A área é expressa em km^2. Em pequenas bacias, com área inferior a 1 km^2 costuma exprimir-se em hectares.

Em geral as bacias hidrográficas dos grandes rios apresentam a forma de leque ou pêras. As pequenas bacias podem apresentar vários formatos que dependem da estrutura geológica do terreno.

Existem vários índices, de efeitos teóricos, para determinar a forma da bacia e relacioná-la com o seu funcionamento.

1.3.3.1 - Coeficiente de Compacidade ou Índice de Gravelius Kc

É a relação entre o perímetro *P* da bacia e a circunferência de um circulo com área igual à da bacia *A*, de raio *r*.

$$A=\pi \cdot \cdot r^2$$

$$r=\sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$K_c=\frac{P}{2\pi r}$$

ou seja:

$$K_c=0{,}28\cdot\frac{P}{\sqrt{A}}$$

em que as variáveis assumem o seguinte significado:

P perímetro (km)

A área (km^2)

K_c coeficiente de compacidade (adimensional)

Se a área circular $K_c=1{,}0$. Uma bacia, com configuração circular tem tendência para enchentes acentuadas. Uma bacia com índice de capacidade igual à unidade tem tendência para apresentar caudais elevados.

1.3.3.2 - Factor de Forma Kf

Factor de forma K_f é a relação entre a largura média e o comprimento axial da bacia. Mede-se o comprimento mais longo *L* desde a secção considerada até à cabeceira mais distante da bacia.

A largura média $\overline{L}$ obtém-se dividindo a área A pelo comprimento da bacia L.

$$\overline{L} = A / L$$

$$K_f=A/L^2$$

$$K_f=\overline{L}/L$$

sendo:

$\overline{L}$ - m ou km

L - m ou km

A - m^2 ou km^2

K_f - adimensional

O factor de forma constitui outro índice da maior ou menor tendência para enchentes de uma bacia.

Uma bacia com um factor de forma baixo é menos sujeita a enchentes que outra de mesmo tamanho porém com maior factor de forma.

Uma bacia estreita e longa, com factor de forma baixo, apresenta menor possibilidade de ocorrência de chuvas intensas cobrindo simultaneamente toda a sua extensão. Além disso a contribuição dos afluentes atinge o rio principal em vários pontos ao longo do mesmo ao contrário da bacia circular em que a concentração de todo o deflúvio da bacia se dá num ponto só.

1.3.3.3 - Rectângulo Equivalente

Trata-se de uma forma de ajuizar a influência das características da bacia sobre o escoamento.

Elabora-se um rectângulo equivalente, cuja área seja igual à da bacia, de lados *L* e *l*. As curvas de nível devem ser paralelas ao lado menor I de acordo com a hipsometria da bacia. O perímetro da terá de ser também igual ao da bacia.

$$P = 2 \cdot (L + l)$$

$$A = L \cdot l$$

sendo:

A área da bacia em km^2

P perímetro da bacia em *km*

As variáveis *L* e *l* são calculadas por:

$$K_c = 0{,}28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$P = \frac{K_c \cdot \sqrt{A}}{0{,}28}$$

$$I = \frac{P}{2} - L \quad I = \left(P/2\right) - L$$

$$2 \cdot (L + 1) = \frac{K_c \cdot \sqrt{A}}{0{,}28}$$

Resolvendo o sistema S por artifícios:

$$2 \cdot L + \frac{2 \cdot A}{L} = \frac{Kc \cdot \sqrt{A}}{0{,}28}$$

$$0{,}56 \cdot L^2 - Kc \cdot \sqrt{A} \cdot L + 0{,}56 \cdot A = 0$$

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{A} + \sqrt{\left(\left(Kc \cdot \sqrt{A} \right)^2 - 4 \cdot 0{,}56 \cdot 0{,}56 \cdot A \right)}}{1{,}12}$$

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{A}}{1{,}12} + \frac{\sqrt{\left(Kc \cdot \sqrt{A} \right)^2 - 1{,}25 \cdot A}}{1{,}12}$$

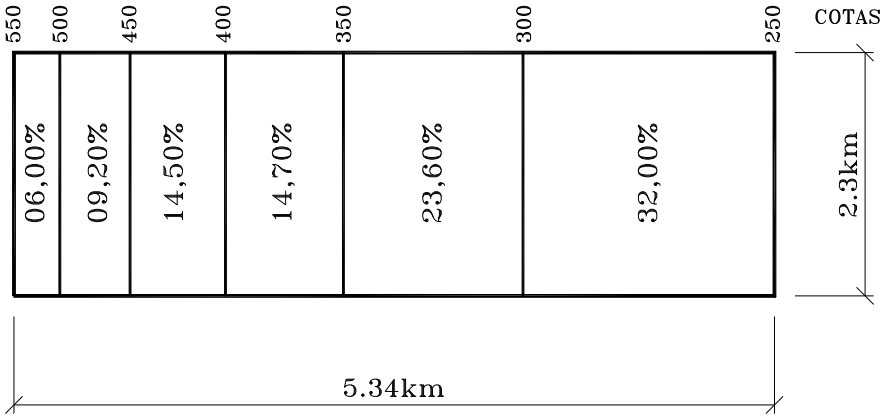
$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{A}}{1{,}12} + \frac{\sqrt{\left(\left(Kc \cdot \sqrt{A} \right)^2 - 1{,}12^2 \cdot \left(\sqrt{A^2} \right) \cdot K_c^2 \right)}}{1{,}12}$$

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{A}}{1{,}12} + \frac{K_c \cdot \sqrt{A}}{1{,}12} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{K_c} \right)^2}$$

e analogamente para *l*:

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{A}}{1{,}12} - \frac{K_c \cdot \sqrt{A}}{1{,}12} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{K_c} \right)^2}$$

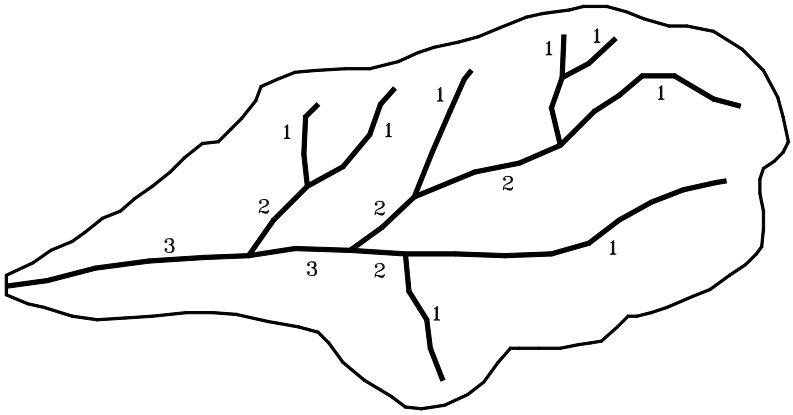
Tipicamente o rectângulo equivalente é representado graficamente como na figura seguinte, com as altitudes respectivas:



1.3.4 - Sistema de Drenagem

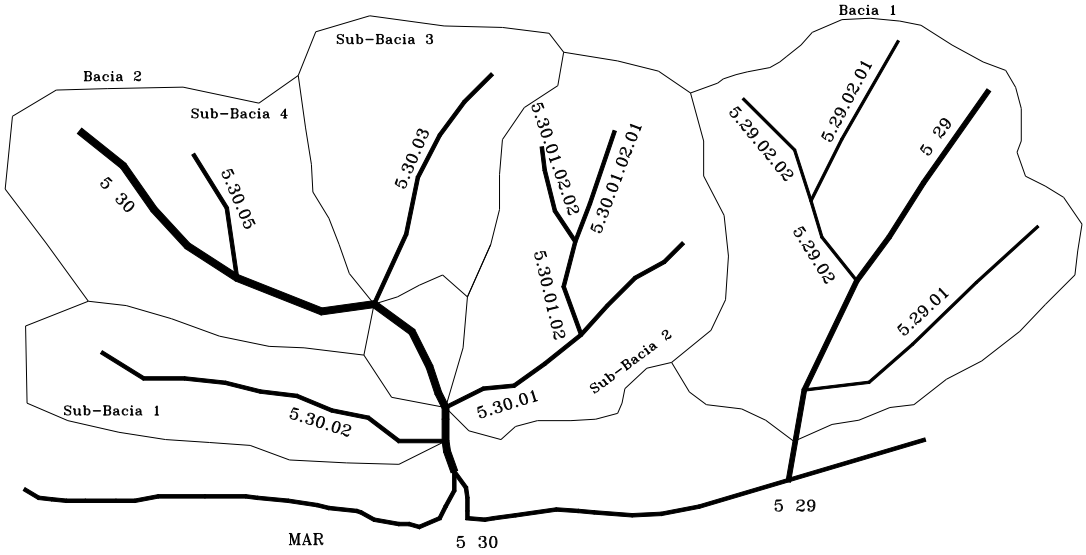
Uma bacia compreende o rio principal e os seus tributários ou afluentes. A ordem dos rios é uma classificação que reflecte o grau de ramificação ou bifurcação dentro de uma bacia.

Segundo *Horton-Strahler* os rios são classificados de forma como se apresenta na figura.



Linhas de água que não tenham tributários são considerados de *1ª* ordem. Quando duas linhas de *1ª* ordem se juntam passa a formar-se um rio de *2ª* ordem. Dois, rios de ordem *n* dão lugar a um rio de *n+1*.

A Direcção Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos utiliza a seguinte classificação:



1.3.5 - Densidade de Drenagem

É a relação entre o comprimento total dos cursos de água (sejam perenes, intermitentes ou efémeros) de uma bacia e a sua área total.

$$D_d = L / A$$

Sendo:

L - Comprimento total dos cursos de água

A - Área da bacia - km^2

Exprime-se em km / km^2 e varia de 0,5 km / km^2 para bacias com drenagem pobre a 3,5 km / km^2 para bacias bem drenadas.

1.3.6 - Sinuosidade do Curso de Água S

É a relação entre o comprimento do rio principal *E* e o comprimento da directriz *L*. A sinuosidade é uma característica que controla a velocidade do rio.

$$S = E / L$$

Sendo:

E - estirão, comprimento efectivo, ou desenvolvimento do rio E

L - comprimento do rio segundo uma directriz - m

Uma sinuosidade igual à unidade significa que o rio tem um traçado rectilíneo.

1.3.7 - Relevo da Bacia

A velocidade do escoamento superficial é determinada pela declividade do terreno e por isso o relevo tem grande influência sobre os factores hidrológicos.

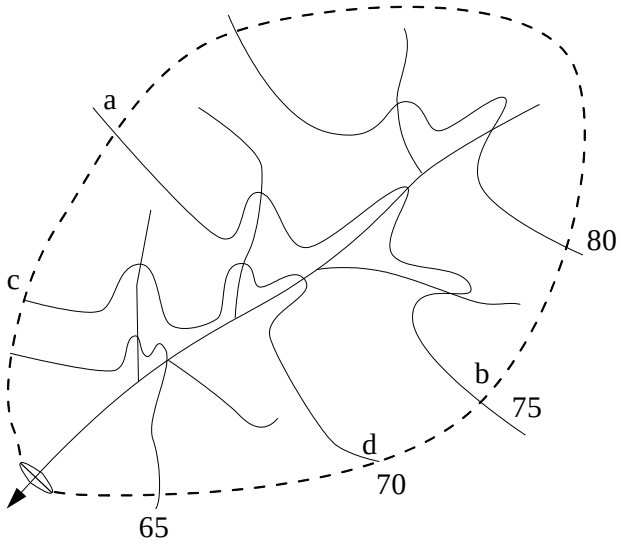
A temperatura, precipitação e evaporação são função da altitude da bacia.

As principais características de uma bacia são a declividade da bacia, a altitude média e a declividade do rio principal.

1.3.7.1 - Inclinação Média das Vertentes da Bacia

A magnitude dos picos da enchente, a maior ou menor oportunidade de infiltração e susceptibilidade para erosão dos solos dependem da rapidez com que ocorre o escoamento sobre terrenos da bacia.

Um dos métodos para determinar a declividade de uma bacia é o das quadrículas associadas a um vector. Este método consiste em determinar a distribuição percentual das declividades dos terrenos por meio de uma amostragem estatística de declividades normais às curvas de nível em um grande número de pontos da bacia. Estes pontos são localizados num mapa topográfico da bacia por meio de uma quadrícula transparente que se coloca em cima do mapa. Um processo mais rigoroso, para se determinar a declividade média de uma bacia consiste no seguinte exemplo:



a_1 - área da faixa a b c d

c_1 - comprimento da curva de nível da cota 75

e_1 - largura média da faixa a b c d $\left(a_1 / c_1\right)$ $a_1 = c_1 \; e_1$

i_1 - declividade média da faixa a b c d

I - declividade média da bacia hidrográfica

D - equidistância entre curvas de nível (= 5 m)

A - área total da bacia hidrográfica

L - comprimento total das curvas de nível

$$i_1 = \frac{D}{e_1} = \frac{D \cdot c_1}{a_1}$$

Considerando a média ponderada das declividades em relação às áreas

$$I = \frac{D \cdot c_1}{a_1} - \frac{a_1}{A} + \frac{D \cdot c_2}{a_2} - \frac{a_2}{A} + \cdots + \frac{D \cdot c_n}{a_n} - \frac{a_n}{A}$$

$$I = \frac{D}{A}\left(c_1 + c_2 + \cdots + c_n\right) = \frac{DL}{A}$$

ou seja, a declividade média de uma bacia hidrográfica é igual ao produto da equidistância natural entre as curvas de nível pelo comprimento total das mesmas, dividido pela área da bacia hidrográfica.

De acordo com a inclinação média das vertentes, o relevo pode ser classificado, de acordo com o quadro seguinte:

Tipo de relevo	Inclinação
Plano	0 a 2%
Levemente ondulado	2 a 5%
Ondulado	5 a 10%
Muito ondulado	10 a 20%
Montanhoso	20 a 50%
Muito montanhoso	50 a 100%
Escarpado	> 100%

Classificação do relevo segundo a inclinação média das vertentes

1.3.7.2 - Curva Hipsométrica

É a representação gráfica do relevo de uma bacia. Representa o estudo da variação da elevação dos vários terrenos da bacia com referência ao nível médio do mar. Esta variação pode ser indicada por meio de um gráfico que mostra a percentagem da área de drenagem que existe acima ou abaixo das várias elevações.

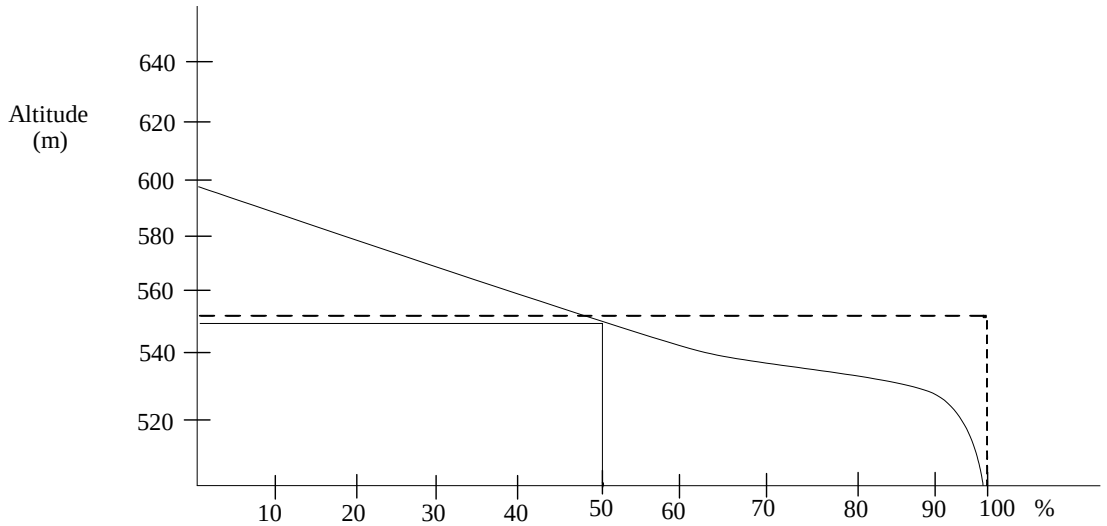
A curva hipsométrica pode ser determinada pelo método das quadrículas ou planimetrando-se as áreas entre as curvas de nível.

Através da curva hipsométrica obtém-se a altitude máxima, a altitude mínima, a altitude média e a altitude mediana.

1.3.8 - Elevação Média da Bacia

A variação da altitude é importante pela influência que exerce sobre a precipitação, sobre as perdas de água por evaporação e transpiração e consequentemente sobre o deflúvio médio.

A temperatura diminui substancialmente com a altitude.



A altitude ou elevação média obtém-se na curva hipsométrica através de um rectângulo cuja área é igual àquela limitada pela curva hipsométrica e os dois eixos coordenados. A altura do rectângulo é igual à elevação média.

Um outro processo é o de se planimetrar as áreas entre duas curvas de nível. A elevação média será:

$$E = \frac{\sum c_i \cdot a_i}{A}$$

Sendo:

E - elevação média

c_i - cota média entre duas curvas de nível

a_i - área planimetrada correspondente a c_i

A - área total

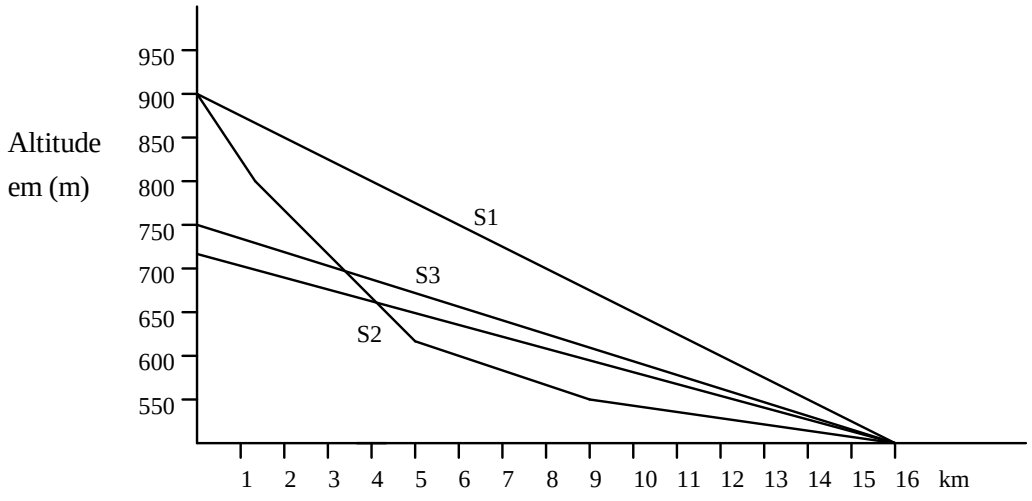
1.3.9 - Perfil Longitudinal de um Rio

Pode ser obtido dos mapas topográficos desde que apresentem curvas de nível suficientes para se conseguir uma boa conformação do terreno.

Cartas topográficas com equidistância de curvas de nível de 10m já nos dão um bom perfil longitudinal.

A velocidade de escoamento de um rio depende, fundamentalmente, da inclinação do talvegue. Quanto maior a inclinação do talvegue maior será a velocidade da água.

Declividade ou inclinação, entre dois pontos de um talvegue, é o quociente entre o desnível e o comprimento reduzido do horizonte, ou seja é a tangente do ângulo de inclinação.



S_1 - Une a nascente à foz, dá-nos a declividade máxima, sempre teórica.

S_2 - Declividade média. A área do triângulo formado pelos eixos coordenados e a recta correspondente à inclinação média, é igual à área definida pelos eixos coordenados e o perfil longitudinal do rio.

S_3 - Declividade equivalente constante. Obtém-se através da média harmónica ponderada da raiz quadrada das diversas declividades.

I_i - Declividade de cada trecho

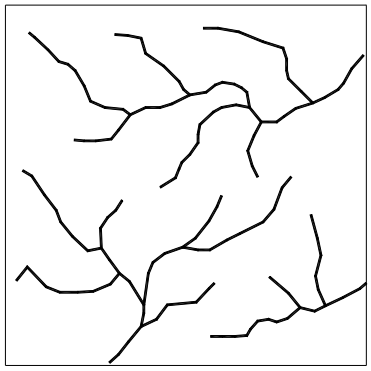
L_i - Comprimento real de cada trecho

$$S_3 = \left(\frac{\sum L_i}{\sum L_i / S_i} \right)^2$$

1.3.10 - Padrão de drenagem

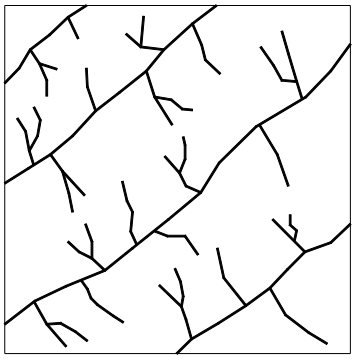
Os padrões de drenagem dizem respeito ao arranjo dos cursos de água, o que é influenciado pela natureza e disposição das camadas rochosas, pela geomorfologia da região e pelas diferenças de declive. Os principais padrões de drenagem são:

Drenagem dendrítica ou dendroide - assim designada por se assemelhar a uma árvore (do grego dendros - árvore). Desenvolve-se em rochas de resistência uniforme.



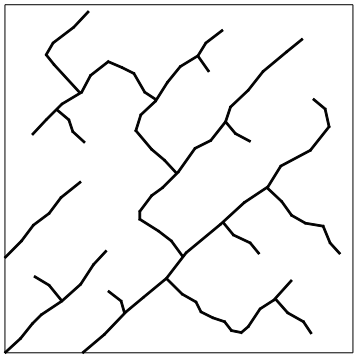
Dendrítica

Drenagem em treliça - caracterizada por ter rios principais, que correm paralelos, e por rios secundários (também paralelos entre si) que desaguam perpendicularmente nos primeiros. É típico em estruturas com falhas.



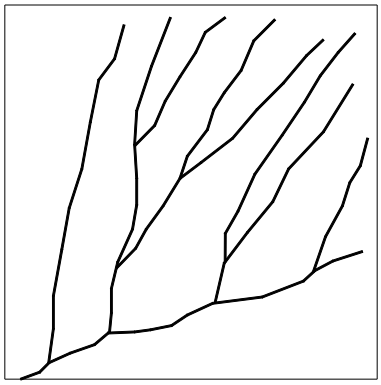
Treliça

Drenagem rectangular - é uma modificação da anterior e é uma consequência da influência exercida pelas falhas ou pelo sistema de juntas.



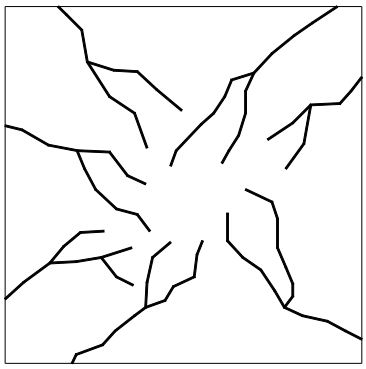
Rectangular

Drenagem paralela - Os cursos de água escoam, quase paralelamente, uns aos outros. É também denominada equina ou rabo de cavalo. Localizada em áreas onde há presença de vertentes com declividades acentuadas ou onde existam formas estruturais que originem a ocorrência de espaçamentos irregulares.



Paralela

Drenagem radial - cursos de água que se encontram dispostos, como raios de uma roda, em relação a um ponto central (ponto culminante). Típica de cones de antigos vulcões



Radial

Drenagem anelar - assemelha-se a anéis de aparência igual aos que surgem na secção de um tronco de uma árvore.

Anelar

1.3.11 - Declividade Equivalente Constante

Folha de Cálculo (exemplo)

Altitudes H *(m)*	*Desníveis* ΔH *(m)*	*Dist. Entre Altitudes* D *(m)*	*Distâncias Acumuladas (Km)*	*Declives* $I = \frac{\Delta H}{D}$ *(m/m)*	$S_i = \sqrt{I}$	*Distâncias Reais* L *(Km)*	$\frac{L_i}{S_i}$ *(Km)*
1250			0,00				
	50	700		0,07124	0,26721	0,7	2,62
1200			0,70				
	50	700		0,0714	0,26721	0,7	2,62
1150			1,40				
	50	600		0,0830	0,28810	0,6	2,08
1100			2,00				
	50	1000		0,0500	0,22361	1,0	4,47
1050			3,00				
	50	1000		0.0500	0,22361	1,0	4,47
1000			4,00				
	50	1000		0,0500	0,22361	1,0	4,47
950			5,00				
	50	1500		0,0330	0,18166	1,5	8,25
900			6,50				
	50	1000		0,0500	0,22361	1,0	4,47
850			7,50				
	50	1500		0,0330	0,18166	1,5	8,25
800			9,00				
	50	1000		0,0500	0,22361	1,0	4,47
750			10,00				
	50	2500		0,0200	0,14142	2,5	17,68
700			12,50				
	50	2500		0,0200	0,12142	2,5	17,68
650			15,00				
	50	2500		0,0200	0,12142	2,5	17,68
600			17,50				
	20	2500		0,0080	0,08944	2,5	27,95
580			20,00				
	30	5000		0,0060	0,07745	5,0	64,45
550			25,00				
						25,0	191,61

$$S_3 = \left(\frac{\sum L_i}{\sum L_i / S_i} \right)^2 \qquad S_3 = \left(\frac{25{,}0}{191{,}61} \right)^2 \qquad S_3 = 0{,}0170$$

Declividade Equivalente Constante

Folha de Cálculo

Altitudes *H (m)*	*Desníveis* ΔH *(m)*	*Dist. entre Altitudes* *D (m)*	*Distâncias Acumuladas* *(Km)*	*Declives* $I = \frac{\Delta H}{D}$ *(m/m)*	$S_i = \sqrt{I}$	*Distâncias Reais* *L (Km)*	$\frac{L_i}{S_i}$ *(Km)*

1.4 - Precipitação

A precipitação e a evaporação são factores climáticos indispensáveis para o estudo do regime hidrológico de uma região. Também é necessário conhecer-se os outros fenómenos meteorológicos relacionados com precipitação e a evaporação tais como ventos, humidade do ar, temperaturas e radiação solar.

1.4.1 - Formação e Tipos de Precipitação

A fase atmosférica da precipitação, desde a formação até atingir o solo, é de mais interesse para o meteorologista do que para o hidrologista. Quando a água atinge o solo torna-se o elemento básico da hidrologia.

A humidade é o elemento primordial para a formação da chuva mas outros requisitos são necessários, como resfriamento do ar e a presença de núcleos higroscópicos ou partículas nucleares.

O fenómeno da chuva obedece ao seguinte processo:

O ar húmido da baixa atmosfera aquece, torna-se mais leve e sofre uma ascensão. Nesta ascensão o ar aumenta de volume e esfria na razão de 1º C por 100m até atingir a condição de saturação (nível de condensação). A partir deste nível, em condições favoráveis e devido à existência de núcleos higroscópicos, o vapor de água condensa formando minúsculas gotas em torno dos núcleos. As gotas mantêm-se em suspensão até que atinjam tamanho suficiente para a queda.

O processo de crescimento pode ser por coalescência ou por difusão de vapor.

No processo de coalescência as pequenas gotas das nuvens aumentam seu tamanho devido ao contacto com outras gotas através da colisão devido ao seu movimento, à turbulência do ar e a forças eléctricas.

Quando as gotas atingem tamanho suficiente para vencer a resistência do ar elas caiem em direcção ao solo arrastando também as gotas menores e com isso aumentando o seu tamanho.

O processo de difusão de vapor é aquele no qual o ar, após atingido o nível de condensação, continua evoluindo, provocando difusão do vapor super saturado e a sua consequente condensação em torno de gotículas que aumentam de tamanho. A chuva leve tem um diâmetro médio de gota de 0,45 mm e a velocidade de queda de 2,0m/s.

A chuva forte (15 a 20 mm/h) apresenta um diâmetro médio de 3,0 mm por gota e uma velocidade de queda de 8,0 m/s.

A provocação artificial de chuvas é feita a partir de nuvens favoráveis com base nas teorias da condensação de vapor de água sobre as gotículas.

As nuvens frias são "bombardeadas" com anidrido carbónico sólido em partículas ou com cristais de iodeto de prata com vista a originar a formação de cristais de gelo.

Nas nuvens quentes usa-se o cloreto de sódio em solução a fim de se obter gotículas em solução salina (de menor tensão de vapor de água).

Também se tem tentado provocar nuvens através da formação de correntes de convecção térmica obtidas pelo aquecimento do ar em áreas relativamente grandes (fontes térmicas dispostas no solo em grande número).

1.4.2 - Tipos de Chuva

Existem três tipos de chuvas diferentes de acordo com o movimento vertical do ar:

- chuvas ciclónicas ou frontais
- chuvas convectivas
- chuvas orográficas

1.4.2.1 - Chuvas Ciclónicas ou Frontais

Estão ligadas aos movimentos de massas de ar de regiões de alta pressão para regiões de baixa pressão, provocadas pelo aquecimento desigual da superfície terrestre

A chuva frontal provém da subida do ar quente sobre o ar frio na zona de contacto entre duas massas de ar de características diferentes. Se o ar frio é substituído por ar quente é conhecida como frente quente, por outro lado se o ar quente é substituído por ar frio a frente é fria.

As precipitações ciclónicas são de longa duração e apresentam intensidades de baixa a moderada, espalhando-se por grandes áreas. São importantes na gestão de grandes bacias hidrográficas. Os grandes rios só apresentam enchentes após a ocorrência destas chuvas nas suas bacias.

1.4.2.2 - Chuvas Convectivas

São típicas de regiões tropicais e resultam do aquecimento desigual da superfície terrestre. A ascensão rápida de camadas de ar super aquecido dá origem a uma brusca condensação e a uma copiosa precipitação. São chuvas de grande intensidade e curta

duração. Incidem sobre áreas pequenas $\left(\leq 100\ \mathrm{Km}^2\right)$ motivo porque é a preocupação dominante em projectos efectuados em bacias pequenas.

1.4.2.3 - Chuvas Orográficas

Chuvas causadas por barreiras de montanhas abruptas que provocam o desvio para a vertical (ascendente) das correntes aéreas de ar quente e húmido.

1.4.3 - Medida das Chuvas

A quantidade de chuva (P) é medida pela altura da água caída e acumulada sobre uma superfície plana e impermeável. Ela é medida em pontos previamente escolhidos utilizando-se aparelhos denominados pluviómetros ou pluviógrafos, conforme sejam simples receptáculos de água caída ou registem essa altura, no decorrer do tempo. As leituras são feitas em intervalos de 24 horas e costumam fazer-se às 7 ou 9 horas da manhã.

As grandezas utilizadas são:

a) *Altura pluviométrica:* Medidas feitas em pluviómetros e expressa em mm ou $\mathrm{l/m}^2$.

b) *Intensidade de precipitação:* É a relação entre a altura pluviométrica e a duração da precipitação expressa em mm/h ou mm/minuto.

c) *Duração:* Período de tempo contado desde o início até ao fim da precipitação (horas ou minutos).

1.4.4 - Preenchimento de Falhas

Por defeitos no aparelho, ausência ou incúria do operador, muitas observações apresentam falhas nos seus registos.

Há necessidade de se trabalhar com séries contínuas e portanto essas falhas têm de ser preenchidas. Para isso utilizam-se os registos pluviométricos de três estações localizadas o mais próximo possível da estação que apresenta falhas nos dados.

Se designarmos por F a estação que apresenta falhas e por A, B, C, as estações vizinhas temos:

$$P_F = \frac{1}{3}\cdot\left(\frac{N_F \cdot P_A}{N_A} + \frac{N_F \cdot P_B}{N_B} + \frac{N_F \cdot P_C}{N_C}\right)$$

em que *N* é a precipitação normal anual referente a cada estação e PF é a precipitação em falha.

1.4.5 - Variação da Precipitação

Em geral a chuva atinge máximos no Equador e decresce com o aumento da latitude, mas existem outros factores que afectam mais a distribuição geográfica da precipitação do que a distância ao Equador. Apesar de muitas teorias sobre a matéria não há ainda um consenso.

Embora os registos de chuva possam sugerir uma tendência de aumentar ou diminuir há uma tendência de voltar à média, ou seja os anos chuvosos são compensados com anos secos.

1.4.6 - Precipitação Média sobre uma Bacia

Quando se deseja conhecer um valor médio de precipitação numa determinada bacia dentro da qual, e nas vizinhanças, existem postos pluviométricos, há quatro processos para obtenção do valor médio.

1) Média aritmética simples

Admite-se para toda a área considerada a média aritmética das alturas pluviométricas medidas nas diferentes estações nela compreendidas ou nas vizinhanças. A variação das precipitações entre as estações tem que ser pequena. Admite-se que:

$$\frac{P_{máx} - P_{min}}{P} \leq 0,5 \text{ ou } 0,25$$

Este método não é muito utilizado.

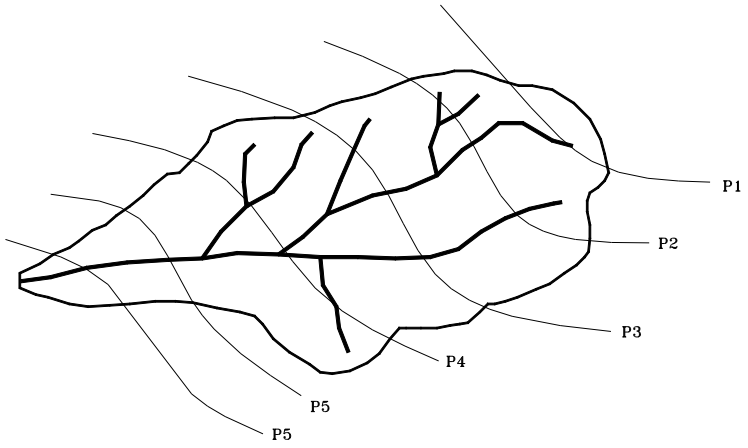
2) Média ponderada com base nas variações de características físicas da bacia

Este método é empregado em áreas restritas muito acidentadas e utilizando-se curvas de nível para delimitar zonas parciais. Tem que haver uma indicação segura de que a distribuição de chuvas é influenciada por factores físicos.

3) Método das isoietas

É um método mais racional uma vez que leva em conta o relevo indicado pelas isoietas.

O cálculo é feito determinando-se a superfície compreendida entre duas curvas sucessivas e admitindo-se para cada área parcial obtida a altura pluviométrica medida das duas isoietas que a delimitam.



sendo:

$\frac{P_i + P_{i+1}}{2}$ a média entre duas isoietas

$$P = \frac{\sum \frac{P_i + P_{i+1}}{2} \cdot A_i}{\sum A_i}$$

sendo:

A_i respectiva área entre duas isoietas

4) Método de Thiessen

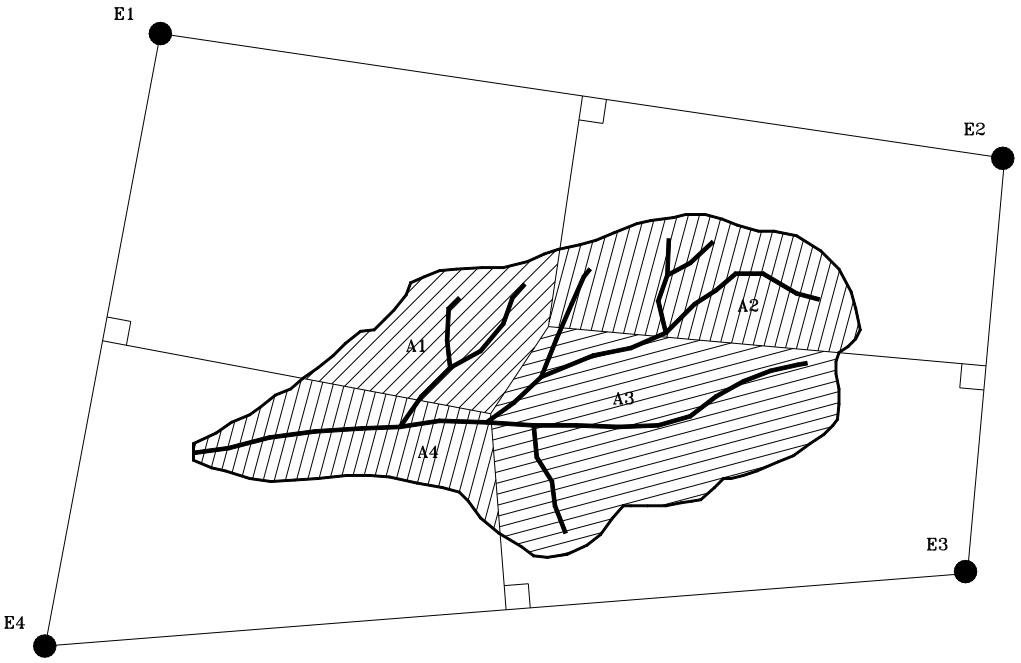
Considera-se que as precipitações da área, determinada por um traçado gráfico, sejam representadas, pela estação nela compreendida.

O traçado gráfico é feito da seguinte forma:

Ligam-se as estações adjacentes por rectas (formando triângulos) e pelo meio dos segmentos, assim obtidos, traçam-se normais aos mesmos. As mediatrizes traçadas vão formar um polígono em torno de cada estação. Admite-se que a altura pluviométrica seja constante em toda a área do polígono assim definido.

A aplicação deste método impõe às observações, de cada, um peso constante obtido pela percentagem da área total, representada por essa estação.

$$P = \frac{\sum Pi\ Ai}{\sum Ai}$$



1.4.7 - Precipitações Anuais (módulos pluviométricos)

Módulo pluviométrico é a média aritmética anual dos valores das precipitações mensais. Varia com o número de anos observados.

A Organização Meteorológica Mundial recomenda o cálculo de módulos pluviométricos para um número de observações superior a 30 anos.

1.4.8 - Valores Extremos

Em engenharia os valores extremos são mais importantes que os valores médios. Por exemplo, para o dimensionamento hidrológico de uma barragem interessa saber qual a menor precipitação verificada (para efeitos de enchimento do lago) e também a maior (para efeito de dimensionamento do descarregador de cheias).

1.4.9 - Carta de Isoietas em Ano Médio

Apresentam os módulos de chuva. Isoieta é a linha que une pontos com igual pluviometria.

1.4.10 - Precipitações Mensais

Para as precipitações mensais vale o mesmo raciocínio utilizado nas precipitações anuais.

Precipitação média mensal fictícia $\overline{Pf}$ é a relação 1/12 do módulo pluviométrico anual.

O coeficiente pluviométrico referido a um dado mês C_p é a relação entre a precipitação média mensal referida a esse mês e a precipitação média mensal fictícia $C_p = \frac{P}{\overline{P_f}}$.

Cp maior que 1, significa que se trata de um mês húmido. Inversamente, quando menor que 1 é um mês seco.

1.4.11 - Chuvas Intensas de Curta Duração

São chuvas que vão desde 5 minutos até algumas horas. Ocorrem durante os temporais, ou durante as trovoadas, cuja duração se mede em horas.

As chuvas intensas são muito importantes no dimensionamento de descarregadores de barragens ou no cálculo de esgotos de águas pluviais.

Os parâmetros característicos de uma chuvada intensa são:

Duração - durante o qual ocorreu a chuvada. Sendo em horas para cheias de rios, horas ou minutos para dimensionamento de esgotos pluviais.

Intensidade - relação entre a altura de chuva ΔP e o seu tempo de duração Δt

$$\bar{i} = \frac{\Delta P}{\Delta t} \text{ ou no limite } \quad \bar{i} = \frac{dP}{d\,t}$$

Exprime-se em mm/hora ou em mm/minuto.

Frequência - número de vezes em que a chuvada ocorre durante um ano ou uma vez em anos.

A curva de possibilidade udométrica relaciona a altura máxima de chuva com a sua duração, para dada frequência. É uma equação do tipo P = a x t $\wedge$ b em que *a* e *b* são constantes características de cada local.

Exemplo:

	Frequência = 1/5 anos	Frequência = 1/10 anos
Évora	$P = 23{,}2 \cdot t^{0{,}216}$	$P = 37{,}6 \cdot t^{0{,}212}$
Penhas Douradas	$P = 29{,}4 \cdot t^{0{,}420}$	$P = 34{,}0 \cdot t^{0{,}380}$
Barcelos	$P = 29{,}0 \cdot t^{0{,}365}$	$P = 30{,}5 \cdot t^{0{,}335}$
(*t* - horas, *P* - mm)		

Ao conjunto de curvas de possibilidade udométrica referentes ao mesmo local e a diferentes períodos de retorno estatístico chamam-se Curvas de precipitação-duração-frequência (curvas PDF).

Para o cálculo de chuvas em pequenas áreas existe já um quadro com os parâmetros *a* e *b* aplicados às várias regiões do país.

$$I = a \cdot t^{b}$$

I - intensidade média máxima da precipitação mm/h para a duração *t* em minutos.

Tempo de retorno (Tr - anos)	Intensidade de precipitação (I - mm/hora) (t - minutos)
2	$I = 202{,}72 \cdot t^{-0{,}577}$
5	$I = 259{,}26 \cdot t^{-0{,}562}$
10	$I = 290{,}68 \cdot t^{-0{,}549}$
20	$I = 317{,}74 \cdot t^{-0{,}538}$
50	$I = 349{,}54 \cdot t^{-0{,}524}$
100	$I = 365{,}62 \cdot t^{-0{,}508}$

Valores da Intensidade de precipitação para o Algarve

Tempo de retorno (Tr - anos)	Precipitação (P - mm) (t - horas)
2	$P = 19{,}1 \cdot t^{0{,}423}$
5	$P = 26{,}00 \cdot t^{0{,}438}$
10	$P = 30{,}7 \cdot t^{0{,}451}$
20	$P = 35{,}1 \cdot t^{0{,}462}$
50	$P = 40{,}9 \cdot t^{0{,}476}$
100	$P = 45{,}7 \cdot t^{0{,}492}$

Valores de Precipitação acumulada para o Algarve

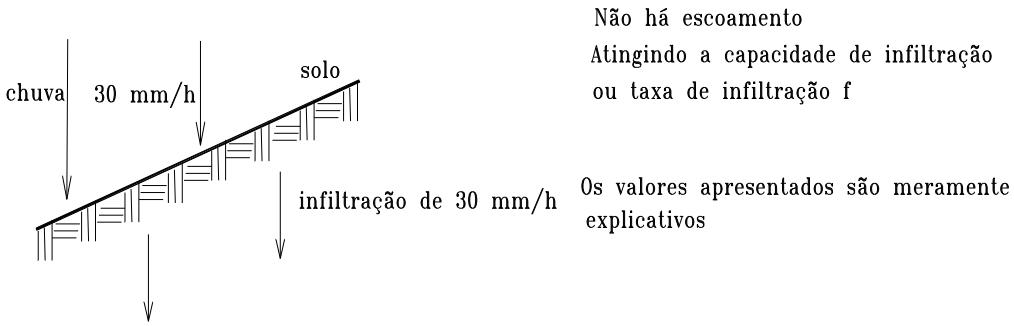
tr - tempo de retorno, é número de anos necessários até que a magnitude de um fenómeno seja igualada ou ultrapassada.

1.5 - Infiltração

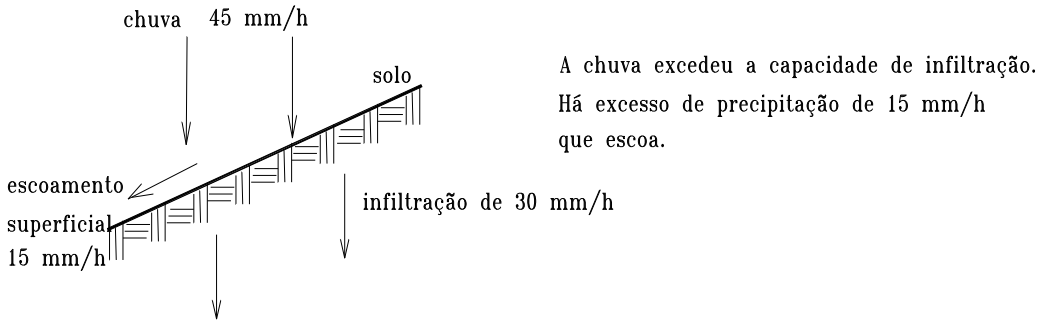
Infiltração é o processo pelo qual a água penetra no solo e se move para baixo, em direcção ao lençol freático, devido à acção da gravidade e ao potencial capilar.

O solo pode absorver a água da chuva até um certo valor de intensidade, acima do qual se dá o escoamento superficial.

Exemplo:



Se a chuva for inferior a 30 mm/h o solo não atinge a capacidade de infiltração e fica "disponível" para outra chuvada, não há escoamento.



A água que penetra no solo é armazenada e pode ou não movimentar-se através de percolação ou drenagem.

A capacidade de infiltração designa-se por *f* e exprime-se em mm/h.

1.5.1 - Medidas e Infiltração

O aparelho para medir a infiltração chama-se infiltrómetro e, consiste basicamente de dois cilindros concêntricos e um dispositivo de medir volumes acoplado ao cilindro interno.

A água é colocada, simultaneamente nos dois filtros, por aspersão, medindo-se apenas a quantidade colocada no cilindro interno.

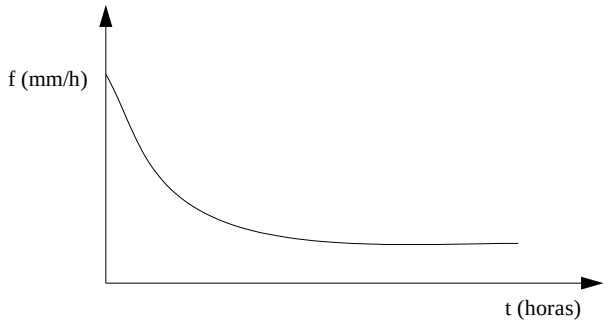
Normalmente as medidas de capacidade de infiltração feitas com infiltrómetros são apresentadas em tabelas e gráficos como os demonstrados a seguir:

(1)	(2)	(3)	(4) $\frac{3}{A_i}$	(5) $\frac{4}{\Delta t}$
Tempo (minutos)	Volume lido $\left(cm^3\right)$	Variação do volume $\left(cm^3\right)$	Altura da lâmina (mm)	Capacidade de infiltração (mm/h)

A_i - área do cilindro interno

Δt variação do tempo em horas

geralmente obtém-se uma curva do tipo



Na prática a capacidade de infiltração engloba a intercepção e o armazenamento nas depressões mas isso não afecta a solução do problema de um projecto uma vez que a meta é o conhecimento do escoamento superficial que resulta de uma certa precipitação.

Conhecendo-se a precipitação e o escoamento superficial (run-off) calcula-se, por diferença, a capacidade de infiltração.

Para pequenas bacias o erro produzido pelo retardamento devido à intercepção e armazenamento em depressão é menor que para grandes bacias. Em grandes bacias consegue-se obter uma capacidade de infiltração média.

(1)	(2)	(3)	(4) = (3) / A	(5) = (2) / T	(6) = (5) - (4)
Tempo (minutos)	Precipitação (mm)	Escoamento superficial $\left(m^3/s\right)$	Escoamento superficial (mm/h)	Intensidade de precipitação (mm/h)	Capacidade de infiltração (mm/h)

1.5.2 - Factores que Afectam a Capacidade de Infiltração.

A capacidade de infiltração é influenciada pelos factores a seguir mencionados:

Humidade do solo, permeabilidade do solo, temperatura do solo e profundidade da camada impermeável.

Um solo seco tem maior capacidade de infiltração porque se somam as forças gravitacionais e de capilaridade.

A cobertura vegetal, a compactação, a presença de materiais finos ou grossos são preponderantes no fenómeno da infiltração.

Há tendência para confundir-se capacidade de infiltração com permeabilidade.

Permeabilidade é a velocidade de infiltração para um gradiente unitário de carga hidráulica num fluxo saturado através de um meio poroso.

A capacidade de infiltração depende da temperatura da água e da condição de contorno ou seja da profundidade do solo.

Capacidade de campo ou retenção específica *nr* é a relação entre o volume de vazios *vr* do solo ocupados pela água que fica retida contra a acção da gravidade e o volume total *vt* do solo.

Ponto ou coeficiente de emurchecimento *no* é o teor de água num solo abaixo do qual as plantas não podem tirar mais água, devido a isso não recuperam mais turgecência (relativa à vida das plantas, verde, em vida).

1.6 - Evaporação

A evaporação é a passagem da água do estado líquido para o estado gasoso.

Transpiração é a evaporação através das plantas. A água absorvida pelas plantas é por elas eliminada nos diferentes processos biológicos. A transpiração não inclui a evaporação do solo.

Evapotranspiração é o fenómeno que engloba a transpiração das plantas e a evaporação do meio adjacente (água de rios, terrenos, lagos, etc.)

A evaporação é tanto maior quanto menor for a altura de água, e tem lugar quando moléculas do líquido aquecidas atingem energia cinética suficiente para vencer a tensão superficial e saírem do líquido.

A energia é fornecida pelo sol, através da radiação solar, pelo calor existente na atmosfera, ou pela presença fortuita de água aquecida provinda de esgotos industriais, de centrais eléctricas, etc.

A evaporação depende da latitude, estação do ano, hora do dia, nebulosidade, temperatura do ar e da água, pressão atmosférica, humidade e vento.

1.6.1 - Medidas de Evaporação

A evaporação mede-se com evaporímetros ou atmómetros.

O evaporímetro Black Bellani compõe-se de uma placa de porcelana negra e porosa com 7,5 cm de diâmetro em cima dum recipiente que é alimentado por um reservatório e mantém a humidade da placa.

O evaporímetro de Piche, muito antigo mas ainda em uso, tem princípio semelhante e possui um disco de papel humedecido.

O evaporímetro de Livingstone é semelhante ao Black Bellani mas a superfície evaporante, em vez de ser placa, é uma esfera preta.

Para efeitos práticos o evaporímetro mais usado é o tanque de evaporação da classe A, idealizado pelo "U.S. WEATHER BUREAU". É composto por um reservatório circular de 4′ (1,22 m) de diâmetro e 10′ (25 cm) de profundidade. A superfície da água (free-board) deve estar a 2′ ou 3′ (5 a 7,5 cm) do bordo do tanque.

Este é colocado sobre um estrado a (15 cm) acima do solo. O nível da água é lido por intermédio de uma ponteira ligada a uma escala graduada. Um pluviómetro colocado próximo, permite calcular a precipitação a fim de se corrigir o volume de água acrescentando (ou retirando no caso das chuvas excederem a evaporação).

Por ser de dimensões muito pequenas, em comparação com um lago, a tina não nos dá a evaporação real. Com pequena altura de água ela recebe grandes quantidades de radiação solar. O bordo da tina e a turbulência do vento contribuem para prejudicar a evaporação. Por isso os dados do tanque de evaporação são multiplicados pelo chamado "coeficiente de tina", sempre menor que a unidade.

A determinação do "coeficiente de tina" é trabalhosa e cara, geralmente calcula-se um valor regional a partir de dados obtidos em albufeiras, isto é, estabelecendo um balanço hidrológico e um balanço energético em estudos efectuados em lagos artificiais.

O coeficiente de tina 0,7 é um valor médio e que pode ser utilizado quando não se dispõe de outro.

Em Portugal usam-se os seguintes coeficientes:

Outubro a Novembro	0,7
Dezembro a Março	0,6
Abril a Maio	0,7
Junho a Setembro	0,8

Os grandes valores de coeficientes de tina devem ser reduzidos no caso de lagos muito grandes e aumentados no caso de lagos pequenos e pouco profundos.

1.6.2 - Determinação da Evaporação por Intermédio do Balanço Hidrológico

Uma das maneiras de se fazer o estudo da evaporação, para correlacioná-lo com os resultados dados pelas tinas evaporimétricas, é através dos volumes afluentes e efluentes a uma albufeira.

Sendo:

V_a volume que chega à albufeira - Volume afluente

V_o volume que sai da albufeira - Volume efluente

V_p volume correspondente à precipitação

V_s variação do volume armazenado que pode ser positivo ou negativo

V_i volume infiltrado

O volume evaporado será:

$$V_e = V_a + V_p - V_o - V_s - V_i$$

A evaporação obtém-se pela relação

$$E = \frac{V_e}{A}, \text{ sendo } A \text{ a área inundada da albufeira}$$

1.7 - Evapotranspiração

Na água perdida numa área revestida por vegetação é impossível fazer-se a separação entre transpiração da plantas e evaporação do solo, rios e lagos. Os dois processos são tomados em conjunto sob o nome de evapotranspiração.

Evapotranspiração potencial é o que ocorreria se não houvesse deficiência de alimentação em água para o referido processo. Raramente existe. Quando há deficiência hídrica natural, dá-se evapotranspiração real ou efectiva.

A evapotranspiração tem grande valor para o processo do balanço hidrológico. Em regiões semi-áridas o seu volume pode atingir mais de 8,0% da precipitação ou até ultrapassá-la.

A evapotranspiração pode medir-se utilizando-se as tinas evaporimétricas, descritas para a medição da evaporação, desde que os valores obtidos sejam corrigidos por coeficientes que são função do tipo de cobertura do solo.

A ET (evapotranspiração) também pode ser medida com evapotranspirómetros ou lisímetros.

A evapotranspiração é influenciada pelos factores meteorológicos, e pelo tipo de solo.

1.8 - Escoamento Superficial

O deslocamento das águas superficiais dá origem ao escoamento superficial. Tem origem nas precipitações.

Uma parte da água é interceptada pela vegetação. Ao atingir o solo uma parte fica retida em depressões de terreno, uma parte infiltra-se e o restante escoa pela superfície desde que a intensidade da precipitação supere a capacidade de infiltração.

As linhas de maior declive é que impõem a trajectória das águas. Nesta fase o movimento é de águas livres. Estas águas tomam caminhos preferenciais (águas sujeitas) que vão engrossando dando origem aos córregos, ribeiros, riachos e rios, todos componentes da bacia hidrográfica.

As águas das chuvas atingem o leito do curso de água por quatro vias diferentes:

a) Escoamento superficial ou deflúvio

b) Escoamento sub-superficial (hipodérmico)

c) Escoamento subterrâneo

d) Precipitação directa sobre superfície livre

O escoamento superficial tem início algum tempo depois de ter começado a chover. Esse intervalo de tempo corresponde à intercepção pela vegetação e obstáculos e também à saturação do solo e à acumulação nas depressões.

A intercepção e a acumulação tendem a reduzir-se no tempo e a infiltração tende a ficar constante.

O escoamento hipodérmico ocorre nas camadas superiores do solo e é difícil a sua separação do escoamento superficial.

O escoamento subterrâneo varia lentamente com o tempo e é o responsável pela alimentação do curso de água durante a estiagem, formando o chamado escoamento de base. É este escoamento que torna os rios perenes.

O escoamento superficial cresce com o tempo, atinge um valor máximo e decresce até se anular, acompanhando a "marcha" da chuva.

1.8.1 - Grandezas Características

Bacia Hidrográfica A - área geográfica colectora da água da chuva que, escoando pela superfície do solo, atinge a secção considerada. Exprime-se em Km^2 ou em ha.

Caudal Q - volume de água escoada na unidade de tempo numa determinada secção do rio. Existem os caudais normais e os caudais de cheia. Exprimem-se em m^3/s ou l/s.

Caudal Específico ou Contribuição Unitária q - relação entre o caudal de uma dada secção e a respectiva área da bacia hidrográfica.

$$q=Q/A \qquad (m^3 \cdot s^{-1} \cdot Km^2) \text{ ou } (l \cdot s^{-1} \cdot ha)$$

Frequência F - número de ocorrências de um certo caudal em dado intervalo de tempo.

Tempo de Recorrência ou Período de Retorno T - tempo médio em que um determinado valor é igualado ou superado pelo menos uma vez.

Tempo de Concentração T_c - tempo gasto pela água, desde o início da bacia hidrográfica até à secção em estudo, ou seja, é o tempo relativo ao escoamento de um ponto cinematicamnte mais afastado. Exprime-se em horas, dias ou minutos.

Coeficiente de Escoamento ou Deflúvio Superficial *"RUN-OFF"* - relação entre o volume total escoado pela secção de controlo e o volume total precipitado na bacia hidrográfica. Exprime-se por C ou C_e e é adimensional.

Nível de Água - altura atingida pela água, na secção, em relação a uma determinada referência. Nas inundações diz respeito ao nível máximo.

1.8.2 - Factores que Influem no Deflúvio

1.8.2.1 - Climatológicos

a) vapor de água existente na atmosfera

b) temperaturas, ventos, pressão atmosférica

1.8.2.2 - Fisiográficos

a) área da bacia hidrográfica

b) topografia da bacia

c) geologia

d) vegetação

e) capacidade de infiltração

1.8.2.3 - Antrópicos

a) irrigação e drenagem de terras

b) canalização ou "rectificação" de rios

c) derivação da água

d) barragens ou diques

e) uso do solo

f) desflorestação

1.8.3 - Tempo de Concentração - Conceito

Segundo Ven Te Chow " é o tempo gasto pela gota de chuva para deslocar-se do ponto mais afastado da bacia até à saída".

O Tempo de Concentração é medido, ao longo da linha de água principal, desde a saída da bacia (secção em estudo), até às cabeceiras desta, em linha recta, até ao ponto mais afastado.

O Bureau of Reclamation dos E.U.A. define T_c como o tempo necessário para, hidraulicamente, a água se deslocar desde o ponto mais distante da bacia até à secção em estudo.

Em pequenas bacias o T_c é o tempo após o qual todos os pontos dela estão a contribuir para o escoamento e após o qual este escoamento permanece constante enquanto a chuva for constante.

Os factores que influenciam o Tempo de Concentração de uma dada bacia são:

- Água e forma da bacia,
- Declividade média da bacia,
- Tipo de cobertura vegetal,
- Comprimento e declividade do curso principal,
- Comprimento e declividade dos afluentes,

- Distância horizontal entre o ponto mais afastado da bacia e a sua saída,
- coeficiente de rugosidade do canal de escoamento.

Em bacias pequenas até 25 Km^2 haverá uma grande influência das condições do solo em que ela se encontra no início da chuva, isto é o teor em água antecedente no solo, da altura de água no canal de escoamento do rio e da altura e distribuição da chuva.

Estes factores influem sobre o deflúvio das seguintes maneiras:

a) A descarga anual cresce de montante para jusante à medida que aumenta a área da bacia hidrográfica.

b) As variações dos caudais são tanto maiores quanto menores forem as áreas das bacias hidrográficas.

c) Para bacias pequenas as precipitações geradoras de grandes caudais têm grande intensidade e curta duração, para a bacias de grandes áreas as precipitações terão menor intensidade e maior duração.

d) Para uma mesma área de contribuição as variações dos caudais instantâneos serão tanto maiores e dependerão tanto mais das chuvas de grande intensidade quanto:

i) maior for a declividade do terreno

ii) menores forem as depressões retentoras de água

iii) mais rectilíneo for o traçado e maior a declividade do curso de água

iv) menor for a quantidade de água infiltrada

v) menor for a área coberta por vegetação

e) O deflúvio de uma certa chuva será tanto maior quanto menores forem a capacidade de infiltração, e os volumes de água interceptados pela vegetação e obstáculos ou retidos nas depressões do terreno.

f) O deflúvio relativo a um longo intervalo de tempo depende principalmente das perdas por infiltração, evaporação e transpiração.

1.8.3.1 - Tempo de Concentração - Fórmulas

Existem muitas fórmulas para determinar o Tempo de Concentração.

As mais usadas são:

a) Fórmula de *Z.P. KIRPICH*

É muito usada nos E.U.A. e na América Latina. Expressa-se em função de L e I e a sua forma mais geral é:

$$TC = 0{,}39 \cdot \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0{,}385}$$

Sendo:

TC tempo de Concentração em horas

L estirão ou desenvolvimento do rio em Km

S declividade Equivalente Constante do rio em %. Pode também utilizar-se, sem perda de rigor, a Declividade Média do rio.

b) Fórmula de *GIANDOTTI*

$$TC = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1{,}5 \cdot L}{0{,}80 \cdot \sqrt{\overline{H}}}$$

Sendo:

TC tempo de Concentração em horas

A *á*rea da Bacia Hidrográfica em km^2

L comprimento do rio principal (Estirão) em km

$\overline{H}$ altura média da bacia em m, medida a partir da altitude da secção considerada.

c) Fórmula de *VEN TE CHOW*

$$TC = 0{,}8773 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0{,}64}$$

Sendo:

TC *t*empo de Concentração em horas

L *e*stirão em Km

I declividade do rio principal em m/Km

d) Fórmula do *Califórnia Culverts Practice-Califórnia Highways and Public Works - CHPW*

$$TC = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \qquad TC \text{ - em minutos}$$

$$TC = \left(\frac{8,7\, x\, L^3}{H} \right)^{0,385} \qquad TC \text{ - em horas}$$

Sendo:

L Estirão (comprimento da linha de água principal (km)

H Diferença de cotas entre o ponto mais afastado da bacia e o ponto considerado em m. Esta diferença de cotas tem a seguinte relação $H = L \bullet I$, sendo o *L* o comprimento do rio em m e o *I* a declividade equivalente constante (ou por simplificação a declividade média) em m/m.

e) Fórmula de *PICKING*

$$TC = 5,3 \cdot \left(\frac{L^2}{i} \right)^{0,333}$$

Sendo:

TC tempo de Concentração em minutos

L estirão (comprimento da linha de água principal) km

i declividade Equivalente Constante, S3, do rio em m/m

f) Fórmula de *TEMEZ*

$$TC = 0,3 \left(\frac{L}{i^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Sendo:

TC tempo de Concentração em horas

L estirão Km

i declividade %

g) Fórmula de IZZARD

É usada para pequenas bacias nas quais o escoamento é laminar, difuso, não definido. É usada para projectos de obras de urbanização, loteamento, etc.

$$TC = \frac{526{,}4 \cdot b \cdot L^{0{,}333}}{(C \cdot ip)^{0{,}666}}$$

$$b = \frac{0{,}0000276 \cdot ip + Cr}{S^{0{,}333}}$$

sendo:

TC tempo de Concentração em minutos

L comprimento da vertente do escoamento superficial em Km

ip *i*ntensidade média da chuva em mm/h

S declividade média da vertente em percentagem

Cr *c*oeficiente de retardância que tem os seguintes valores

Superfície asfáltica lisa	0,007
Pavimento de betão	0,012
Pavimento de brita-betume	0,017
Relvado aparado	0,046
Relvado denso	0,060

C é o coeficiente de escoamento da fórmula racional, esta fórmula só é aplicável para pequenas áreas.

O Eng. RAMSER do Departamento de Agricultura dos EUA fez grande número de medidas de caudal superficial em pequenas bacias agrícolas de inclinação aproximadamente 5% e de extensão aproximadamente dupla da largura média da bacia, tais valores são apenas indicativos e estão sujeitos a variação.

TEMPO DE CONCENTRAÇÃO EM PEQUENAS BACIAS

Área em ha	*TC* mínimo em minutos	Área em ha	*TC* mínimo em minutos
1	2,7	40	17,0
3	3,8	50	19,0
5	4,0	75	22,0
8	4,7	100	26,0
10	6,1	150	34,0
15	9,5	200	41,0
20	11,8	250	48,0
25	13,5	300	56,0
30	14,9	400	74,0

Em urbanização, por exemplo, costuma aplicar-se um período fixo de 5 minutos como tempo necessário para que toda a chuva caída num quarteirão alcance o aqueduto do cruzamento, mais próximo, jusante. O tempo normal é de 3 a 10 minutos.

O Tempo de Concentração pode ser estimado a partir do cálculo das velocidades do escoamento superficial na rede hidrográfica da bacia que, para isso, é dividida em troços homogéneos na zona das cabeceiras, onde o escoamento é difuso, pode aplicar-se, com certos critérios, a tabela de RAMSER, ou aplicar-se as fórmulas de IZZARD.

Nos troços onde o escoamento é definido (águas sujeitas) através de um canal de escoamento (talvegue) pode-se utilizar as fórmulas de escoamento em regime livre uniforme (fórmula de Manning).

Elaborada pelo SCS (Soil Conservation Service) existe um ábaco que nos fornece as velocidades de escoamento superficial para diversos declives e coberturas.

1.9 - Medição de Caudais

São vários os métodos utilizados, na medição de caudais, desde os muitos sofisticados, em grandes rios, utilizando medidores electrónicos, até aos mais simples em pequenos córregos.

Vale referir que dados de caudais de pequenos rios são raros, mesmo em países avançados. De facto ninguém se preocupa com pequenas vazões devido ao pouco valor económico.

As estações de medição situam-se nos grandes rios com fins de se obterem dados para aproveitamentos hidroeléctricos.

Quando se desejam medir caudais em pequenos rios usam-se estruturas destinadas a serem galgadas pelas águas, os chamados descarregadores. Estes podem ser agrupados em dois tipos, soleira delgada e soleira espessa.

Os descarregadores de soleira delgada apresentam a espessura da crista com dimensões muito pequenas em relação à altura da lâmina da água. Quando a espessura da crista tem dimensões maiores do que a lâmina de água o descarregador é de soleira espessa.

Os dois descarregadores mais usados, para medir pequenas vazões, são o Triangular de Thompson e o Trapezoidal Cipolleti.

Soleira Medidora Thompson

Constituída por uma chapa de aço com um corte em triângulo, formando um ângulo recto.

A fórmula é:

$$Q = 0{,}0142 \cdot h^{2{,}50}$$

sendo:

h em cm e q em l/s

Soleira Medidora Cipolleti

De forma trapezoidal a fórmula é:

$$Q = 1{,}86 \cdot L \cdot h^{1{,}5}$$

sendo:

Q em m^3/s

H em m, válido para $0{,}06 < h < 0{,}60$

Quando se torna onerosa a construção de uma secção de controlo com descarregadores utiliza-se a medida da velocidade da corrente para a determinação dos caudais.

No molinete a velocidade da água faz girar uma hélice cujo número de rotações é acompanhado numa escala e cronometrado.

Para que o método seja eficaz tem que se dividir o rio em um certo número de trechos e, em cada um deles, proceder a várias leituras e a várias profundidades. É

necessário que se tenha a secção, onde se efectuam as medições, devidamente batimetrada.

Costuma adoptar-se um dos seguintes critérios:

a) Velocidade média igual à medida das velocidades a 0,2 e a 0,8 da profundidade;

b) Velocidade média igual à velocidade medida a 0,6 da profundidade a partir da superfície.

1.9.1 - Curva Chave ou Curva de Vazão

Para se obter a curva chave tem que se relacionar a altura de água do rio com o caudal. Para isso, escolhe-se uma secção de controlo favorável isto é, num troço do rio que seja rectilíneo e de fácil acesso. Faz-se um perfil topográfico e batimétrico rigoroso. Depois medem-se, utilizando molinete, os caudais para várias alturas de água do rio.

Com o perfil da secção e as várias velocidades relacionadas com a altura pode-se elaborar a curva chave e a respectiva fórmula através de regressões lineares.

Para observações posteriores colocam-se réguas centimétricas (réguas hidrométricas) que, em qualquer altura, nos dão facilmente os caudais.

Devido à inconstância dos rios as secções terão que ser aferidas periodicamente ou quando se notar qualquer anomalia.

A curva chave apresenta uma equação do tipo:

$$Q = a \cdot h^n$$

mas como o zero da régua não fica exactamente no ponto mais baixo da secção o mais vulgar é as equações apresentarem a seguinte configuração:

$$Q = a \cdot (h \pm h_0)^n$$

Sendo as constantes a e n achadas pelo método dos mínimos quadrados. $h_\circ$ é a altura acima do leito do rio.

Exemplo de uma curva chave

$$Q = 0{,}536 \cdot (h + 1736)^{3{,}6234}$$

com:

Q em m^3/s

h em m

1.9.2 - Medição Através da Fórmula Hidráulica

Quando há necessidade de se fazer a reconstituição de uma cheia pode-se fazer uma avaliação do caudal recorrendo às fórmulas da hidráulica (Manning-Strickler), desde que se mantenha o regime de escoamento livre uniforme.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{0,666} \cdot I^{0,5}$$

Sendo:

Q caudal em m^3/s

R raio hidráulico da secção A/P em m

A área da secção m^2

P perímetro molhado m

I inclinação da linha de energia m/m

n coeficiente de rugosidade de Manning

A e *R* obtêm-se através de levantamento topográfico de várias secções do rio.

I obtém-se através de carta topográfica à escala 1/25000 ou 1/50000 com curvas de nível de 10 m em 10 metros, supondo coincidentes a declividade e a linha de energia.

O valor de *n* é o de mais difícil obtenção pois depende de critério pessoal.

Um método expedito consiste no seguinte:

1 - Estabelece-se um valor básico para n, função do material constituinte do leito do rio.

2 - Estabelece-se um aumento do coeficiente n, levando-se em conta o grau de irregularidade do leito do rio.

3 - Estabelece-se um aumento do coeficiente n, levando-se em conta as diferenças de dimensões e de forma da secção transversal.

4 - Estabelece-se um aumento do coeficiente n, levando-se em consideração obstruções formadas por arrasto, raízes, etc.

5 - Estabelece-se um aumento do coeficiente n, levando-se em consideração a vegetação.

6 - Somam-se os valores acima referidos.

7 - Finalmente acrescenta-se ao valor achado um valor correspondente ao grau de sinuosidade do leito do rio.

Os resultados obtidos devem ser comparados com as marcas de referência, ou informações colhidas no local, sobre a máxima enchente determinada.

Uma boa orientação, sobre o coeficiente n de Manning no tocante a canais naturais, é-nos dada por Ven Te Chow no seu livro Open Chanel Hidraulics - edição Mc-Graw Hill onde são indicadas maneiras de classificar a rugosidade do rio, e melhor ainda, são apresentadas fotografias, bem significativas, sobre vários rios com várias configurações e vegetação nas margens.

1.9.3 - Déficit de Escoamento

Designando por P a altura pluviométrica anual sobre uma bacia hidrográfica e por R a altura média do escoamento respectivo, o déficit D do escoamento anual será:

$$D = P - R$$

O balanço de escoamento de uma bacia hidrográfica pode ser assim resumido:

Ganhos:

precipitação	P
reservas subterrâneas	S

Total dos ganhos:

$$P + S$$

Perdas:

escoamento no período considerado	R
evaporação e evapotranspiração	E
reservas acumuladas	$S + \Delta S$

Total das perdas:

$$R + E + (S + \Delta S)$$

O balanço hidrológico total será:

$$P + S = R + E + (S + \Delta S)$$

Se ΔS tiver o mesmo valor das reservas no início e no fim do período considerado ou for muito pequeno em cotejo com P e R ter-se-á:

$$E = P - R$$

ou seja o déficit do escoamento médio para um período de longa duração iguala-se à evapotranspiração da bacia.

Na prática verifica-se que o valor médio do déficit de escoamento referente a um longo período (um ou mais anos) varia muito pouco mas grandes bacias hidrográficas. Com o conhecimento da precipitação anual média torna-se possível calcular,

aproximadamente, o volume anual médio que aflui a uma determinada secção de uma bacia hidrográfica grande.

Sendo:

$$R = P - D$$

o volume V_a anual será:

$$V_a = A \cdot R$$

Sendo A a área da bacia hidrográfica e R a precipitação útil, efectiva ou rendimento hídrico.

Esta constância relativa do déficit de escoamento só é verificada para valores médios, e longos períodos.

1.9.4 - Fórmulas Empíricas para o Cálculo do Déficit de Escoamento

1.9.4.1 - Fórmula de Coutagne

A fórmula de Coutagne baseia-se no balanço hidrológico de numerosas bacias, e é

$$D = P - \lambda \cdot P^2$$

D déficit de escoamento médio anual (em m)

P altura pluviométrica média anual (em m)

T temperatura média anual em graus Celcius

o parâmetro $\lambda = f(T)$ calcula-se através da fórmula seguinte:

$$\lambda = \frac{1}{(0{,}8 + 0{,}14 x T)}$$

mas só entre os limites $\frac{1}{8 \cdot \lambda} < P < \frac{1}{2 \cdot \lambda}$

Para $P < \frac{1}{8 \cdot \lambda}$, $D = P$ e não há escoamento

Para $P > \frac{1}{2 \cdot \lambda}$, D é praticamente independente de P e $D \approx \frac{1}{4 \cdot \lambda}$

pela fórmula:

$$R = P - D$$

pode deduzir-se que:

$$R = \lambda \cdot P^2$$

1.9.4.2 - Fórmula de Turc

Esta fórmula foi obtida após o estudo em mais de duas centenas de bacias espalhadas por todo o mundo.

$$D = \frac{P}{\sqrt{0{,}9 + \frac{P^2}{L^2}}}$$

tal que:

$$\frac{P^2}{L^2} > 0{,}1$$

sendo:

D déficit de escoamento médio anual (em mm)

P altura pluviométrica média anual (em mm)

L parâmetro definido por:

$$L = 300 + 25 \cdot T + 0{,}05 \cdot T^3$$

T temperatura média anual em graus Celcius

Como $D = f(P, T)$ o déficit não pode ser superior a P, a tangente de todas as curvas têm declividade igual à unidade.

D não pode ser superior a um certo valor máximo, função do poder evaporante da atmosfera e por isso as curvas apresentam o trecho final tendendo assintoticamente para rectas horizontais.

Obtendo-se D é fácil achar a precipitação efectiva R

$$R = P - D$$

Em que:

R em mm

P em mm

D em mm

1.9.4.3 - Fórmulas regionais

É muito raro dispor-se de dados de campo (caudais e chuvas) relativos aos cursos de água, em especial de pequenas bacias hidrográficas. Para se determinarem os caudais tem que se recorrer a métodos indirectos fundamentados em dados fisiográficos e hidrológicos.

A partir de dados obtidos por medições em estações, devidamente escolhidas, consegue-se obter modelos de regressão Precipitação/Escoamento que podem ser depois extrapolados para uma região, através de equações.

A antiga Direcção Geral dos Recursos Hidráulicos estabeleceu equações de regressão do escoamento mensal e anual sobre precipitação ponderada mensal e anual para regiões do Alentejo e Algarve.

Valores mensais em qualquer mês do ano:

$$E = 6 - 11 \cdot K_c + 0{,}4 \cdot K_c \cdot P$$

sendo:

E escoamento mensal em mm

K_c coeficiente de compacidade ou índice de Gravelius

P precipitação mensal média em mm

Valores mensais em qualquer mês do semestre húmido (Nov. a Abr.)

$$E = 9 - 18 \cdot K_c + 0{,}4 \cdot K_c \cdot P$$

Valores anuais:

$$E_a = 41 - 233 \cdot K_c + 0{,}5 \cdot K_c \cdot P_a$$

sendo:

E_a escoamento anual média em mm

P_a precipitação média anual em mm

Também podem ser usadas para a mesma região, as seguintes equações simplificadas:

Para valores mensais:

$$E = 0{,}4 \cdot P - 7$$

Sendo:

E escoamento mensal média em mm

P precipitação mensal média em mm

Para valores anuais:

$$E_a = 0{,}5 \cdot P_a - 165$$

sendo:

E_a escoamento médio anual em mm

P_a precipitação média anual em mm

1.9.5 - Cálculo de Caudais através de Dados de Chuvas

Quando não existem dados de caudal o único método para obtê-los é através de dados de chuva, por métodos indirectos.

1.9.5.1 - Fórmula Racional

Talvez o método mais antigo, escreve-se sob a forma,

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

Sendo:

Q caudal máximo em m^3 / s

C coeficiente de escoamento adimensional

I intensidade da chuva m/s

A área da bacia m^2

Quando se deseja um caudal máximo, *i* é a chuva, para uma determinada frequência, com duração igual ao tempo de concentração da bacia.

Os valores de *C* encontram-se tabelados.

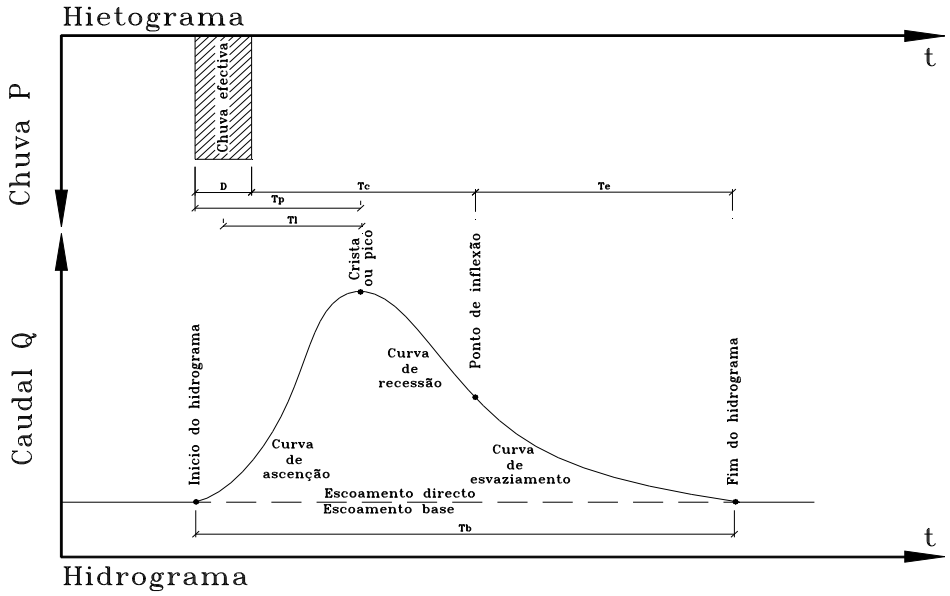
OCUPAÇÃO	**VALOR DE C**
Zonas verdes (jardins, parques)	0,05-0,35
Zonas comerciais	0,50-0,95
Zonas residenciais	0,25-0,70
Zonas industriais	0,20-0,90
Vias férreas	0,20-0,40
Ruas e entradas	0,70-0,95
Passeios	0,75-0,85
Telhados	0,75-0,95
Baldios	0,10-0,30
Áreas agrícolas	0,10-0,50
ÁREA	**VALOR DE C**
Zonas comerciais	
Centro da cidade	0,70-0,90
Subúrbios	0,50-0,70
Zonas residenciais	
Casas isoladas	0,30-0,50
Casas não continuas	0,40-0,60
Casas continuas	0,60-0,75
Apartamentos	0,50-0,70
Zonas industriais	
Industria ligeira	0,50-0,80
Industria pesada	0,60-0,90
Parques, cemitérios	0,10-0,25
Áreas agrícolas, pastagens	0,05-0,30
Florestas	0,05-0,20

TIPO DE SOLO	**VALOR DE C**
Asfalto	0,70-0,95
Tijolo	0,70-0,85
Telhados	0,75-0,95
Relvados, solos arenosos	
Terreno plano, até 2% de inclinação	0,05-0,10
Terreno ondulado 2% a 7% de inclinação	0,10-0,15
Terreno declivoso superior a 7% de inclinação	0,10-0,20
Relvados, solos argilosos	
Terreno plano, até 2% de inclinação	0,13-0,17
Terreno ondulado 2% a 7% de inclinação	0,18-0,22
Terreno declivoso superior a 7% de inclinação	0,25-0,35

1.9.6 - Hidrograma ou Hidrógrafa

A variação do caudal em relação ao tempo representa-se graficamente através de um hidrograma.

Um hidrograma pode apresentar caudais de um ano, de meses, de dias ou até de uma única chuvada e tem o seguinte aspecto típico:



em que as variáveis assumem os seguinte significados:

- D duração da chuva unitária
- T_c tempo de concentração
- T_l tempo de resposta ou "*basin lag*"
- T_e tempo de esvaziamento
- T_p tempo de ascenção
- T_r tempo de recessão
- T_b tempo base

Este hidrograma está associado às chuvas que o provocam. Um diagrama referente às chuvas denomina-se hietograma.

Tempo de resposta, tempo de retardamento ou basin-lag é o intervalo de tempo entre o baricentro do hietograma e a ponta ou pico do hidrograma do escoamento superficial. Também se costuma usar, para o tempo de resposta, o intervalo entre o centro de gravidade do hietograma e o centro de gravidade do hidrograma. Por serem muito aproximados é mais fácil tomar para cálculos a primeira definição.

A separação entre o escoamento directo e o escoamento de base é complexa. Para facilidade une-se por uma recta, o ponto onde tem início a ascensão com o ponto onde é retomado o escoamento linear de base.

No hidrograma a curva de ascensão corresponde aos incrementos do caudal e ocorre durante o tempo de crescimento, tempo de ascensão ou tempo de subida T_p. A curva de recessão, decrescimento ou descida T_r corresponde ao tempo em que o caudal sofre decréscimos até atingir um valor correspondente ao escoamento de base. O tempo base Tb é a soma dos dois tempos citados, isto é: $T_b = T_p + T_r$.

Na curva de esgotamento há um decréscimo do escoamento de base após terem terminado todas as contribuições para o escoamento superficial.

Tempo de precipitação de uma bacia é o intervalo durante o qual ocorre a precipitação efectiva que ocasiona o escoamento directo.

Tempo de concentração T_c é o tempo necessário para que haja contribuição de toda a bacia para o escoamento directo ou superficial numa dada secção. No hidrograma é o tempo correspondente ao intervalo entre o fim da chuva e o ponto de inflexão na curva de recessão.

Existem várias fórmulas para achar o tempo de concentração. Adoptaremos a fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0{,}39 \cdot \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0{,}385}$$

sendo:

T_C tempo de Concentração;

L estirão do rio em km;

S declividade Equivalente Constante do rio em %. Pode também utilizar-se, sem perda de rigor, a declividade média do rio.

O maior caudal é obtido com uma chuvada crítica e a sua duração é maior ou igual ao tempo de concentração, quando se está trabalhando com pequenas bacias. Em grandes bacias não há possibilidade de ocorrerem chuvas uniformes com duração igual a *Tc*.

O tempo de esvaziamento T_e corresponde à passagem na secção de controlo do volume de água que ficou armazenada na bacia durante a precipitação.

O tempo base T_b diz respeito à passagem do escoamento, referente à cheia, na secção.

$$T_b = T_p + T_r$$

$$D = \frac{T_c}{5}$$

$$T_b = D + T_c + T_e$$

A "área" compreendida entre A (inicio do hidrograma), P (pico do hidrograma) e C (fim do hidrograma), ou seja a área da "campânula", fornece-nos o volume superficial escoado V_e.

O coeficiente de escoamento será:

$$C_e = V_e / V_t$$

sendo:

V_e volume escoado em m^3

V_t volume total precipitado em m^3

$V_t = A \cdot P$

sendo:

A área da bacia hidrográfica em m^2

P chuva real ou efectiva em mm transformados para m

1.9.7 - Hidrograma Unitário

O efeito que a quantidade e intensidade da chuva provocam sobre um hidrograma é estudado através do método do Hidrograma Unitário.

LEROY S. SHERMAN em 1932 apresentou a seguinte proposição:

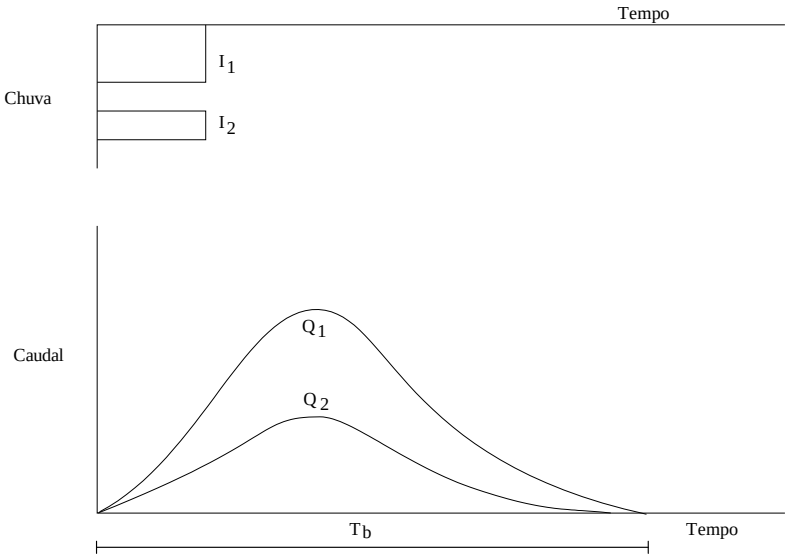
"Se duas chuvas ocorrem sobre uma bacia hidrográfica em condições idênticas, anteriores às chuvas, os hidrogramas de escoamento directo das duas chuvas podem ser supostos iguais".

Hidrograma Unitário é o que resulta de um escoamento superficial (unitário) correspondente a 1 cm de altura de água sobre toda a bacia.

O HU rege-se por três princípios:

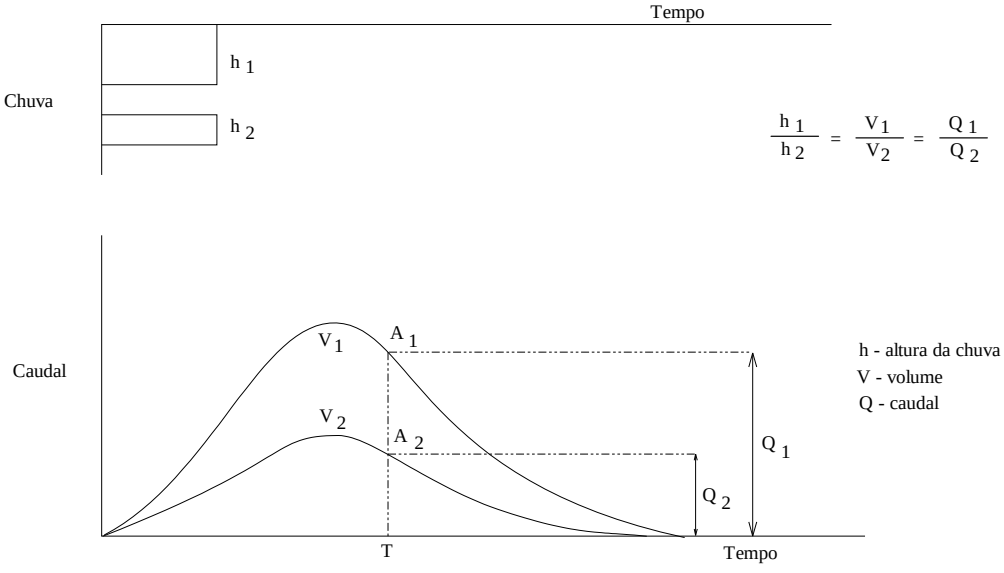
1º princípio - *Tempo de base constante*

Chuvas de iguais durações originam durações de escoamentos superficiais iguais.



Pela figura se verifica que numa bacia hidrográfica a duração do escoamento superficial é a mesma para chuvas uniformemente distribuídas e de igual duração, qualquer que seja o volume escoado.

2º princípio - *Proporcionalidade dos caudais ou princípio de afinidade*

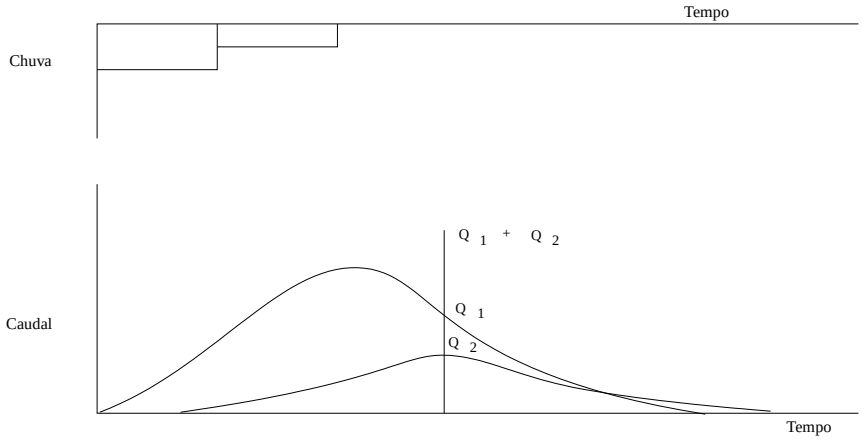


Uma altura unitária h_1, produz o escoamento directo V_1, outra chuva unitária h_2 origina o escoamento V_2. Pelos hidrogramas se deduz que há uma afinidade entre V_1 e V_2 em relação ao tempo e também entre quaisquer ordenadas como por exemplo os pontos A_1 e A_2 referentes ao tempo T.

Deste modo conhecendo-se o HU para uma determinada duração D chuva unitária pode-se determinar o hidrograma para uma outra chuva de intensidade diferente mas com a mesma duração.

3º princípio - *Princípio da aditividade ou interdependência dos caudais simultâneos*

O tempo de escoamento directo de uma determinada chuva não depende do escoamento directo provocado por uma chuva anterior.



O hidrograma total é obtido somando as ordenadas dos hidrogramas parciais que correspondem a cada uma das chuvas.

1.9.8 - Chuva Unitária e Hidrograma Unitário

Se considerarmos D a chuva útil (que se supõe uniforme no tempo e no espaço) caindo sobre uma bacia cujo tempo de concentração é T_c temos que o tempo base T_b é:

$$T_b = D + T_c + T_e$$

De acordo com os princípios 1 e 2 os hidrogramas que provêm de chuvas uniformes, com a mesma duração, terão o mesmo tempo de base e os caudais serão proporcionais às intensidades das chuvas e correspondente aos respectivos escoamentos.

A experiência mostra que se a duração da chuva T_p for suficientemente inferior ao T_c podemos aplicar estes princípios para casos de chuvas não uniformes mas "semelhantes" ou seja com a mesma distribuição no tempo e no espaço.

Na prática costuma-se fazer $D = T_c / 5$. As chuvas com tempo D são chamadas chuvas unitárias.

O escoamento num hidrograma unitário corresponde ao volume gerado por uma lâmina de água de 10 mm de espessura uniformemente distribuída sobre toda a bacia para uma chuva unitária de duração D.

No hidrograma de escoamento superficial a área sob a curva representa o volume total escoado.

$$V_e = \int Q \cdot \partial t$$

Como a chuva é considerada uniformemente distribuída sobre a bacia hidrográfica de área A a altura da lâmina de água será:

$$h = \left(\frac{V_e}{A} \right) = \frac{1}{A} \cdot \int_0^t Q \cdot \partial t$$

Na prática atribui-se a ∂t o valor em que a variação do caudal possa ser linear e fica:

$$h = \frac{1}{A} \cdot \sum_0^t Q \cdot \Delta t$$

ou seja:

$$h = \frac{\text{área do hidrograma}}{\text{área da bacia}}$$

em que:

- Δt período de tempo decorrido entre duas observações de vazão o qual deve ser constante no hidrograma.
- Q vazão medida no período Δt
- h altura média da lâmina de água

Se dividirmos todas as ordenadas Q do hidrograma observado, pela altura média h achamos o HU, ou seja:

$$\sum \left(\frac{Q}{h} \cdot \Delta t \right) \cdot \frac{1}{A} = 1$$

1.9.9 - Hidrograma Unitário Triangular HUT

O método foi concebido pelo SCS (*Soil Conservation Service*) nos EUA em 1957 e pode ser aplicado em bacias com áreas até 500 Km^2. Por este método obtêm-se os

caudais referentes a chuvas conhecidas ou determinadas por processos estatísticos (curvas udométricas).

Sua utilidade é enorme no dimensionamento de estruturas hidráulicas em regiões de escassa ou nenhuma informação hidrológica.

Os parâmetros utilizados, para a obtenção de um HUT são os seguintes:

$$q_p = \frac{(2{,}08 \cdot A)}{T_p}$$

sendo:

q_p caudal especifico em $m^3/s/cm$

A área da bacia hidrográfica em Km^2

T_p tempo de subida ou ascensão em horas

T_c tempo de concentração em horas

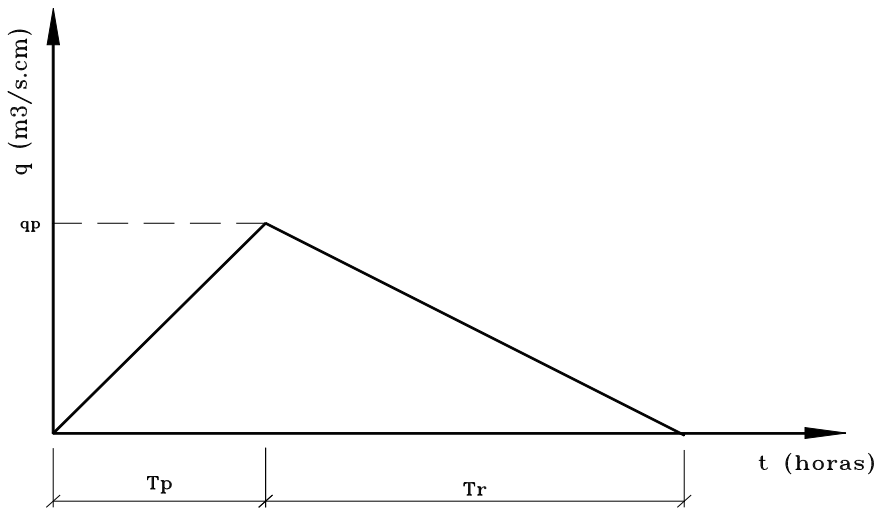
$$T_c = 0{,}39 \cdot \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0{,}385}$$

D duração da chuva unitária em horas

$$D = \frac{T_c}{5}$$

L estirão do rio Km

S declividade equivalente constante em percentagem



T_p tempo de ascensão em horas

$$T_p = \frac{D}{2} + 0{,}6 \cdot T_c$$

T_r tempo de descida em horas

$$T_r = 1{,}67 \cdot T_p$$

Conhecidos $q(T_p)$, T_p e T_r calculam-se as restantes ordenadas $q(t_i)$ estabelecendo simples proporções entre triângulos.

Para t_i estabelecem-se os valores exactos ou aproximados do tempo unitário $t_i = n \cdot \Delta t$ e $\Delta t = D$.

O HUT, na parte referente à parcela de chuva útil (chuva efectiva) apoia-se num parâmetro que leva em conta o tipo de solo, sua utilização e capacidade de escoamento superficial.

Este parâmetro é designado por CN - curva número ou número de escoamento e está compreendido entre os valores de 0 a 100.

O valor 0 diz respeito a uma bacia que não gera qualquer escoamento (bacia de condutibilidade hidráulica infinita). O valor 100 diz respeito a uma bacia impermeável cuja precipitação é escoada na totalidade.

Os números de escoamento CN encontram-se tabelados para diversos números e valores de chuva, obtidos através da análise de muitas bacias com solos de diferentes tipos, utilizações e condições de humidade antecedentes.

O solo é classificado em 4 grupos hidrológicos:

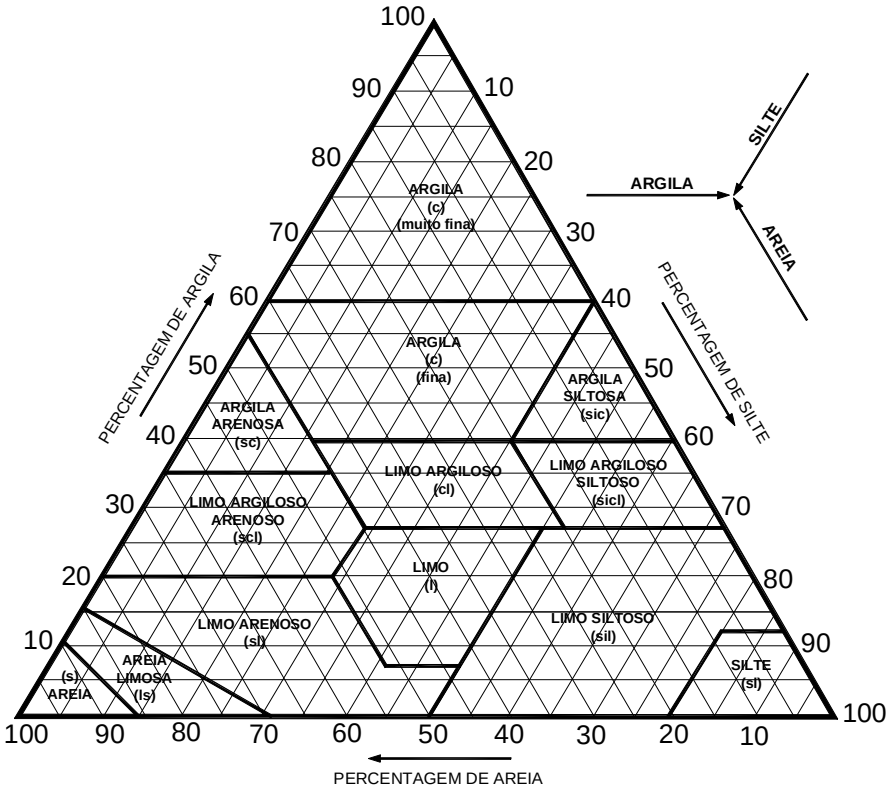
Tipo A - Baixo potencial de deflúvio. Terrenos muito permeáveis com pouco silte e argila. Os valores mais baixos do CN estão dentro deste tipo.

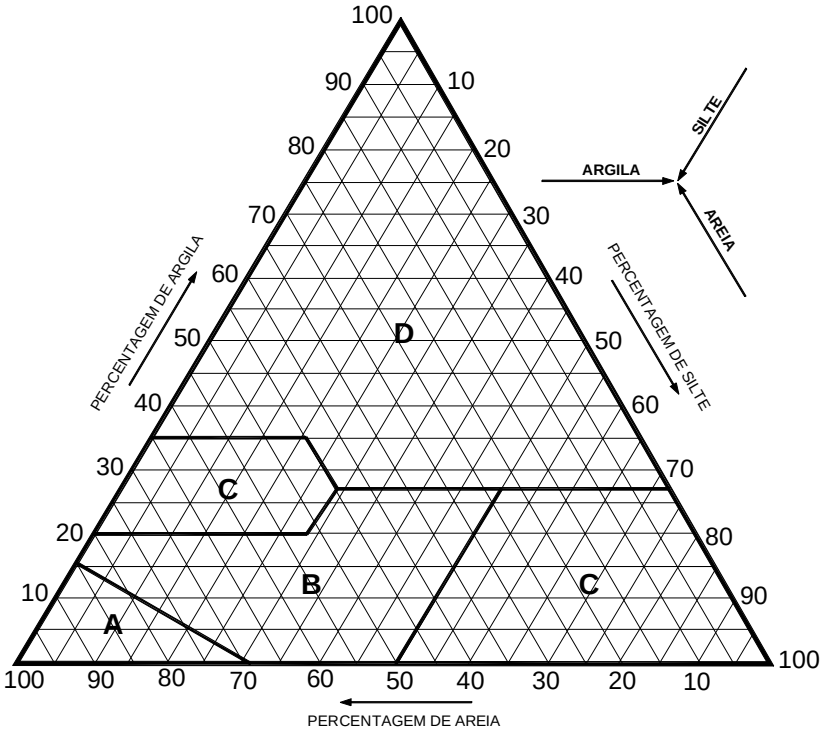
Tipo B - Capacidade de infiltração f acima da média após completo humedecimento. Solos arenosos menos profundos que os do tipo A.

Tipo C - Capacidade de infiltração abaixo da média depois de pré-saturação. Contém apreciável percentagem de argila.

Tipo D - Mais alto potencial de deflúvio. Muito argiloso, quase impermeável. Os valores mais altos do CN estão dentro deste tipo.

É possível relacional o grupo hidrológico do solo com a sua granulometria. Para tal, utiliza-se o seguinte ábaco triangular de classificação textural, e a sua versão modificada para determinação do grupo hidrológico.





Os valores de precipitação efectiva Pe são obtidos através da seguinte fórmula:

$$P_e = \frac{\left(P - 5080 / CN + 50{,}8\right)^2}{P + 20320 / CN - 203{,}2}$$

sendo:

Pe precipitação efectiva em mm

P precipitação em mm

CN curva número obtida nas tabelas depois de uma classificação "*in loco*" criteriosa.

Os valores CN obtidos nas tabelas devem ser corrigidos levando em conta as condições anteriores de teor em água do solo.

Esta correcção leva em conta três condições antecedentes de humidade:

AMC I - Solos secos abaixo do emurchecimento. Não devem ser considerados em estudos de caudais de cheia.

AMC II - A humidade corresponde à capacidade de campo. Solo húmido dá origem a escoamentos médios.

AMC III - Solo muito encharcado, quase saturado (condições de empoçamento), originado por chuvas persistentes durante, pelo menos cinco dias anteriores. Situação propícia à formação das maiores cheias.

O SCS recomenda que os valores de CN sejam corrigidos, de acordo com as condições antecedentes à húmidade do solo.

Foi elaborado em quadro para se obterem as condições antecedentes de humidade, em função da precipitação total nos cinco dias anteriores.

Definições:

Ponto de Emurchecimento - Teor em água do solo abaixo do qual as plantas já não recuperam a turgescência.

Capacidade de Campo - Teor em água existente no solo e que resiste aos efeitos da gravidade (drenagem).

Precipitação total nos cinco dias antecedentes (mm)		Condições de Húmidade Antecedente
período dormente	período de crescimento	
< 13	< 36	AMC I
13 a 28	36 a 53	AMC II
> 28	> 53	AMC III

Condições Antecedentes de Humidade Relativas à Precipitação Total nos Cinco dias Antecedentes

Utilização ou cobertura do solo	Condições de superfície	Tipo de solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado		77	86	91	94
Culturas arvenses	segundo o maior declive	64	76	84	88
	segundo as curvas de nível	62	74	82	85
	segundo as curvas de nível e em terraços	60	71	79	82
Rotações de cultura	segundo o maior declive	62	75	83	87
	segundo as curvas de nível	60	72	81	84
	segundo as curvas de nível e em terraços	57	70	78	82
Pastagens	pobre	68	79	86	89
	normal	49	69	79	84
	boa	39	61	74	80
	pobre, segundo as curvas de nível	47	67	81	88
	normal, segundo as curvas de nível	25	59	75	83
	boa, segundo as curvas de nível	6	35	70	79
Prado permanente	normal	30	58	71	78
Zonas sociais rurais	normal	59	74	82	86
Estradas	pavimento permeável	72	82	87	89
	pavimento impermeável	74	84	90	92
Florestas	muito abertas ou de baixa transpiração	56	75	86	91
	abertas ou de baixa transpiração	46	68	78	84
	normal	36	60	70	76
	densas ou de alta transpiração	26	52	62	69
	muito densas ou de alta transpiração	15	44	54	61
Superfície impermeável		100	100	100	100

Valores do número de escoamento (CN) para regiões rurais

Utilização ou cobertura do solo	Condições de superfície		Tipo de solo			
			A	B	C	D
Zonas cultivadas	sem medidas de conservação do solo		72	81	88	91
	com medidas de conservação do solo		62	71	78	81
Pastagens ou baldios	em más condições		68	79	86	89
	em boas condições		39	61	74	80
Prado em boas condições			30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais	Cobertura má		45	66	77	83
	boa cobertura		25	55	70	77
Relvados, parques, campos de golf, cemitérios, etc.	boas condições, relva cobrindo mais de 75% da área coberta		39	61	74	80
	condições razoáveis, relva cobrindo de 50% a 75% da área		49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	aproximadamente 85% de área permeável		89	92	94	95
Zonas industriais	aproximadamente 72% de área impermeável		81	88	91	93
Zonas residenciais	áreas médias dos lotes	percentagem média impermeável				
	< 500 m2	65%	77	85	90	92
	1000 m2	38%	61	75	83	87
	1300 m2	30%	57	72	81	86
	2000 m2	25%	54	70	80	85
	4000 m2	20%	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.			98	98	98	98
Arruamentos e estradas	asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
	Gravilha		76	85	89	91
	Terra		72	82	87	89

Valores do número de escoamento (CN) para regiões urbanas e suburbanas

O SCS recomenda que se corrija o CN para AMC I e AMC III em função dos valores do CN para AMC II.

CN para AMC II	Valor Corrigido do CN	
	AMC I	AMC III
100	100,00	100,00
95	88,86	97,76
90	79,08	95,39
85	70,41	92,87
80	62,68	90,19
75	55,75	87,34
70	49,49	84,29
65	43,82	81,03
60	38,65	77,53
55	33,92	73,76
50	29,58	69,69
45	25,57	65,30
40	21,87	60,53
35	18,44	55,32
30	15,25	49,64
25	12,28	43,39
20	9,50	36,51
15	6,90	28,87
10	4,46	20,35
5	2,16	10,80

1.9.10 - Fórmulas Empíricas para o Cálculo de Caudais de Máxima Cheia

Os primeiros métodos, para a avaliação de cheias máximas basearam-se na experiência e apenas consideravam a área da bacia hidrográfica. Pode dizer-se que foi "moda" cada país adoptar a sua fórmula.

A mais conhecida é a de ISKOWSKI

$$Q_{\max} = K \cdot m \cdot I \cdot A$$

I precipitação média anual (em m)

A área da bacia hidrográfica (em Km^2)

K coeficiente que depende de várias características da bacia

m coeficiente variável com a área da bacia

Q_{max} caudal máximo (em m^3 /s)

As variáveis K e m encontram-se tabelados em livros de hidrologia.

1.9.11 - Fórmulas Cinemáticas

Consideram-se as características do escoamento na bacia hidrográfica como sejam o tempo de concentração e a duração da chuva.

1.9.11.1 - Fórmula Racional

Já citada atrás escreve-se

$$Q_{máx} = C \cdot I \cdot A$$

sendo:

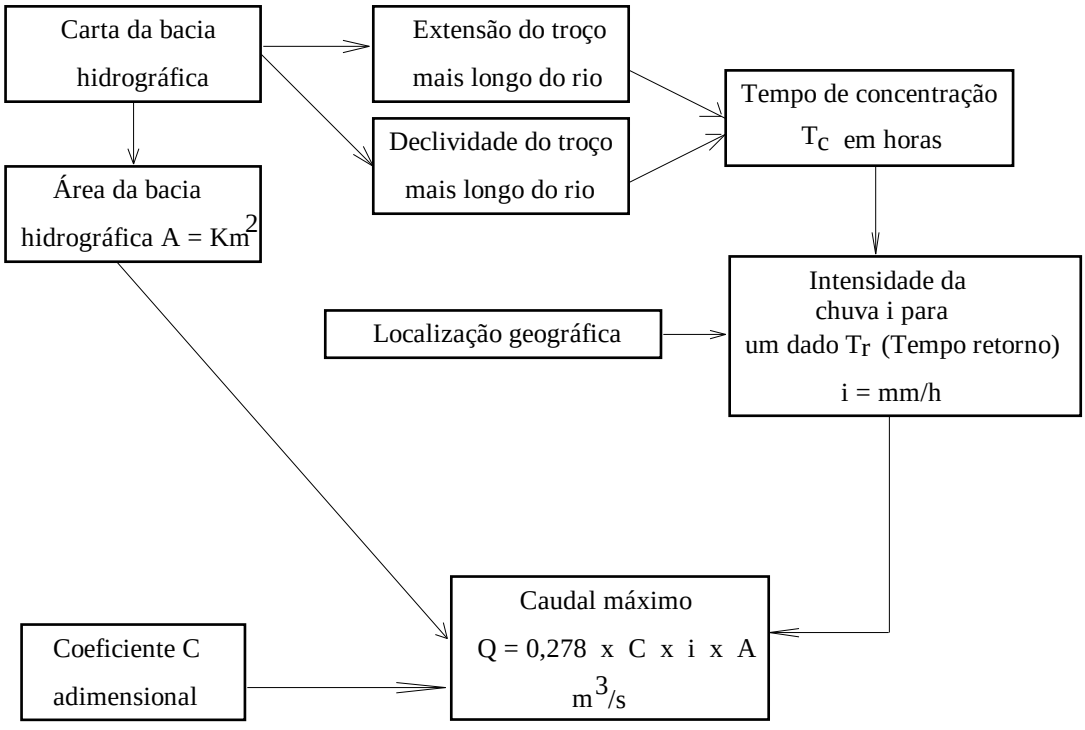
Q_{max} caudal máximo de cheia em m^3/s

C coeficiente de escoamento adimensional obtido em tabelas

I intensidade média referente ao intervalo máximo da precipitação, para um determinado tempo de retorno com duração igual ao tempo de concentração da bacia. Em mm/h transforma-se em m/s.

A área da bacia em m^2

Outro método de cálculo


Carta da bacia hidrográfica
Extensão do troço mais longo do rio
Declividade do troço mais longo do rio
Tempo de concentração T_C em horas
Área da bacia hidrográfica A = Km^2
Localização geográfica
Intensidade da chuva i para um dado T_r (Tempo retorno) i = mm/h
Coeficiente C adimensional
Caudal máximo Q = 0,278 x C x i x A m^3/s

A intensidade da chuva I pode ser determinada através das curvas IDF (Intensidade, Duração, Frequência) ou por fórmulas que definem a curva de possibilidade udométrica.

O coeficiente C é estabelecido por inspecção "in loco" com auxílio das tabelas existentes.

A área é obtida através das cartas, mapas ou plantas topográficas.

Nesta fórmula o valor de C é igual para todas as intensidades e durações da chuva o que não é real, uma vez que C cresce com a duração das chuvas. Também ignora os efeitos do armazenamento na bacia.

Esta fórmula ainda é utilizada devendo sê-lo apenas para pequenas bacias $\left(A \leq 25\ Km^2\right)$.

1.9.11.2 - Fórmula de MARTINO

O escoamento de superfície em áreas urbanizadas está sujeito a modificações da topografia, originadas por intervenções antrópicas.

Um dos primeiros métodos, e ainda hoje o mais utilizado, para o dimensionamento de colectores pluviais é o método racional, cuja exactidão depende do valor que se estabelece para o factor C (coeficiente de escoamento), obtido em tabelas. O valor arbitrado depende da maior ou menor experiência do projectista.

O método racional sofre restrições quando se trata de área urbanizadas de relevo plano ou levemente ondulado (inclinação das vertentes inferior a 5%), propicio a intercepções e armazenamentos dentro da bacia.

A fórmula de Martino baseia-se no método racional mas leva em conta esse armazenamento na bacia:

$$Q = \psi \cdot C \cdot I \cdot A$$

sendo

Q caudal máximo (m3/s)

ψ coeficiente de atraso ou de armazenamento, adimensional, menor do que 1, obtido em tabelas.

C coeficiente de escoamento, adimensional, menor do que 1, obtido em tabelas.

I intensidade da chuva com tempo igual ao do tempo de concentração. Obtem-se através da equação de chuva, do tipo $I = a \cdot t^b$, com I em mm/hora, transformados em m/s.

1.9.11.3 - Fórmula de MOCKUS

Este método permite calcular o caudal máximo do hidrograma, assumindo os mesmos princípios do HUT do SCS.

A sua aplicação segue a seguinte formulação.

Para o tempo de chuva efectiva estabelece-se um tempo critico:

$$T_{cr} = 2 \cdot \sqrt{T_c}$$

Sendo T_c o tempo de concentração em horas.

O tempo de duração da chuva será:

$$t = T_{cr} + \frac{I_a}{I(T_{cr})}$$

Sendo:

I_a perdas iniciais, obtido por

$$I_a = \frac{5080}{CN} - 50{,}8$$

em que:

CN número de escoamento ou curva número

$I(T_{cr})$ intensidade da chuva, correspondente ao tempo critico T_{cr} e obtém-se através da respectiva equação de chuvas $I = a \cdot T_{cr}^{-b}$ (I em mm/hora; T_{cr} em minutos)

Obtido o tempo t, calcula-se a respectiva altura P, recorrendo à equação de chuvas $P = a \cdot t^c$ (P em mm)

Com o valor de P calcula-se a chuva efectiva Pe através da fórmula do SCS:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{5080}{CN} + 50{,}8\right)^2}{P + \frac{20320}{CN} - 203{,}2} \cdot 0{,}1 \qquad \text{(P em mm; } P_e \text{ em cm)}$$

Finalmente o caudal máximo é calculado pela fórmula:

$$Q_{\max} = \frac{2{,}08 \cdot A \cdot P_e}{T_c^{0{,}5} + 0{,}6 \cdot T_c}$$

sendo:

Q_{max} caudal máximo em m^3/s

A área da bacia em km^2

P_e chuva efectiva em cm

T_c tempo de concentração em horas

1.9.11.4 - Fórmula de GIANDOTTI

A estrutura é semelhante à fórmula racional mas o coeficiente de escoamento é obtido a partir da área da bacia.

$$Q_{máx} = \frac{\lambda \text{ x } A \text{ x } h}{T_c}$$

sendo

Q_{max} caudal máximo em m^3/s

A área da bacia em Km^2

h precipitação máxima em mm correspondente ao tempo de concentração e a um determinado tempo de retorno.

O tempo de concentração, segundo Giandotti é:

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1{,}5 \cdot L}{0{,}80 \cdot \sqrt{\overline{H}}}$$

sendo

T_c tempo de concentração em horas

A área da bacia em Km^2

L comprimento do rio principal em Km

$\overline{H}$ altura média da bacia em m

O parâmetro λ encontra-se tabelado e é o seguinte:

A (área da bacia em Km^2)	**Valor de λ**
até 300	0,346
300-500	0,277
500-1000	0,197
1000-8000	0,100
8000-20000	0,076
20000-70000	0,055

A fórmula de Giandotti foi preconizada no Regulamento de Pequenas Barragens de Terra editado em 1973.

1.9.11.5 - Fórmula do Loureiro

Em Portugal F. Loureiro desenvolveu estudos para o Norte e Sul do país, onde delimitou zonas e correlacionou os caudais de ponta de cheia medidas e analisadas pela distribuição de Gumbel com a área da bacia, através da expressão:

$$Q_p = C \cdot A^Z$$

sendo

Q_p caudal de ponta de cheia m^3/s

C parâmetro regional relacionado com o período de retorno T_r

Z parâmetro regional

A área da bacia hidrográfica em Km^2

Valor de Z - 0,784

Tempo de Retorno Tr (anos)	Valores de C
5	**3,45**
10	**4,40**
25	**5,40**
50	**6,24**
100	**7,09**
1000	**9,88**

Valores para a zona 5 - Ribeiras do Algarve, Baixo Guadiana e Alto Mira

Alteração dos Hidrogramas - Modificação da Cobertura do Solo

Sendo o hidrograma a principal característica de uma bacia hidrográfica, não é, contudo, imutável.

A modificação de área naturais, com a introdução de áreas cultiváveis, de urbanização, de complexos industriais, ou grandes obras de engenharia, origina novos hidrogramas, às vezes substancialmente diferentes dos anteriores.

Uma bacia hidrográfica com florestas, por exemplo, pode ser desflorestada e usada para culturas. Inevitavelmente aumentarão a taxa de erosão e o coeficiente de escoamento.

A bacia vai-se degradando, cada vez mais, e consequentemente o hidrograma terá tendência a afilar-se, apresentando maior caudal de ponta. Num caso destes impõe-se medidas de conservação do solo como sejam a manutenção de cordões de vegetação natural, a construção de terraços, as culturas em curvas de nível.

No caso das bacias hidrográficas invadidas por urbanizações regista-se também, um aumento do coeficiente de escoamento devido à impermeabilização de muitas áreas: Os asfaltos, o betão e os telhados originam coeficientes próximos da unidade (ou CN = 100), muito embora haja uma disciplina de águas.

Os paralelepípedos ou a calçada à portuguesa são, hidrológicamente, pavimentos perfeitos pois permitem a infiltração da água.

As alterações introduzidas por agricultura ou urbanização provocam aumento do volume escoado, redução do tempo de ascensão dos hidrogramas e aumento do caudal de pico.

Alteração do hidrograma devido à modificação das condições naturais da bacia hidrográfica.

1 - Hidrograma da bacia com florestas.

2 - Hidrograma da bacia após retirada da cobertura vegetal.

3 - Hidrograma da bacia com solo desnudado e com erosão.

O hidrograma de uma bacia pode sofrer reversão. A florestação de uma área faz aumentar as taxas de infiltração, de intercepção, reduz a velocidade das águas precipitadas e consequentemente a taxa de erosão. Tudo isto leva ao achatamento do hidrograma.

Construção de Barragens

O hidrograma de uma determinada secção de um rio sofre uma profunda alteração quando nela é construída uma barragem.

Quando a água passa, num descarregador, com uma determinada altura H (lâmina de água) forma-se um sobre armazenamento, com a mesma altura, em toda a área inundada (bacia hidráulica), que é um volume que fica retido pela barragem e que só sairá ao fim de um tempo. É o amortecimento da cheia, também chamado de laminação da cheia.

As barragens de laminação de cheias são construídas para atenuar as cheias que se verificam em planícies de inundação, sempre muito ocupadas com agriculturas bem sucedidas, em razão da fertilidade dos solos, com origem nos sedimentos transportados pelos rios, ao longo de milhares de anos.

Em algumas barragens de atenuação de cheias costuma colocar-se comportas no descarregador obtendo-se, desta maneira, uma maior transferência de água no tempo.

1.9.12 - *Métodos Usados para o Dimensionamento*

Os métodos de cálculo de caudais de máxima cheia passaram por várias fases. Inicialmente o cálculo era baseado na experiência sendo deduzidas regras práticas. Em seguida apareceram teorias baseadas em medições e finalmente a fórmula racional.

O emprego indiscriminado da fórmula racional deu origem a grandes erros quase todos evidenciando super dimensionamento.

Ven Te Chow classificou os métodos actuais para o dimensionamento de secções de caudais da seguinte maneira:

Método do Julgamento

O dimensionamento depende da experiência do julgamento e das informações gerais conseguidas através das pessoas residentes nos locais.

Método da Classificação e Diagnóstico

Faz-se uma classificação das bacias tendo em vista as condições locais, topográfica, tipo de solo e seu uso, declividades, intensidade das chuvas, etc.

Em certas áreas esta classificação faz-se através de tabelas elaboradas para as condições específicas das regiões. O tipo e dimensão das secções de caudais dependem do critério e experiência do engenheiro.

Método das Regras Empíricas

É estabelecida uma regra prática a fim de substituir o julgamento. Foi muito usado no início deste século.

Método das Fórmulas

Deduz-se uma fórmula para se achar o caudal máximo.

Ven Te Chow relacionou as fórmulas mais conhecidas, em número de 120, desde as muito simples até mais complexas.

É um método que esteve muito em voga sendo de realçar que quase todos os países apresentaram "a sua" fórmula, o método ainda pode ser usado, para avaliação ou comparação com outros métodos.

A imprecisão deste método reside na dificuldade em estabelecerem-se coeficientes adequados para as bacias em estudo.

Método das Tabelas e Ábacos

Para a aplicação das fórmulas empíricas são elaboradas tabelas e ábacos que facilitam os cálculos, muito embora hoje, com a informática, já não é tão trabalhoso, como outrora, utilizar fórmulas complicadas.

Deve notar-se, no entanto, que o uso de tabelas e ábacos apresenta a vantagem de se poder, rapidamente, avaliar o fenómeno em seu aspecto global.

Método Racional

Muito difundido, baseia-se na fórmula racional já descrita anteriormente.

Método das Observações Directas

Este método exige estudos pormenorizados da bacia hidrográfica e do canal de escoamento do rio, além de observações meteorológicas regulares e exactas, que darão origem aos estudos hidrológicos e hidráulicos.

Método da Análise das Correlações

Faz-se a análise estatística das medições hidrológicas de campo. Pode, depois, obter-se fórmulas ou ábacos para aplicações práticas. É necessário um grande número de observações regulares.

Em grandes bacias é o método mais aconselhável geralmente nas grandes bacias os locais especiais (gargantas ou desfiladeiros, pontos importantes, foz, etc.) possuem estações de medição de caudais, de sedimentos e estações meteorológicas.

Método do Hidrograma Unitário

Utiliza-se a teoria do hidrograma unitário. É um método que se aplica no estudo de pequenas bacias hidrográficas dos quais não se têm dados de caudais. Neste caso, através de medições cuidadosas do caudal e da respectiva chuva, obtém-se uma envoltória de hidrogramas da qual se origina o HU que pode, depois, ser utilizado para qualquer chuva.

1.9.13 - Métodos Estatísticos

Os estudos hidrológicos são abordados segundo duas escolas: a física e a estatística.

Modelos determinísticos explicam o comportamento dos fenómenos hidrológicos segunda as leis da física. Estes modelos foram abordados no capítulo anterior, com especial relevância para o hidrograma unitário.

Modelos estocásticos explicam o comportamento dos fenómenos hidráulicos através de métodos estatísticos - a componente aleatória sobrepõe-se à componente física.

A construção de um aqueduto ou de um troço de estrada, por insuficiência de drenagem, não acarreta perda de vidas humanas e o respectivo dimensionamento rege-se por considerações diferentes das que regem, por exemplo o descarregador de uma barragem. Quando não há perdas de vidas há um risco a tomar, de contrário as obras tornar-se-ão muito caras.

Há uma correspondência entre a grandeza da cheia e a sua frequência e esta correspondência pode ser aproveitada para tornar a obra mais económica.

O período de recorrência T_r, também chamado tempo de recorrência ou período de retorno é o intervalo médio de anos em que ocorre um determinado fenómeno, com a mesma grandeza ou maior.

Sendo P a probabilidade de este evento ocorrer, ou ser superado, tem-se

$$T = \frac{1}{P}$$

Como não se conhece a probabilidade teórica faz-se uma estimativa a partir da frequência observada.

Se for n o número de anos observados de um determinado evento (por exemplo um caudal máximo) tem-se uma série de valores anuais. Ordenando-se esses valores em ordem decrescente a frequência com que um determinado valor de ordem m é igualado ou superado em n anos é:

$$F = \frac{m}{n+1} \qquad \text{critério de Kimbal}$$

Quando n é muito grande o valor de F aproxima-se de P. Para períodos de recorrência menores do que o número de anos de observações, o valor F pode dar uma

boa aproximação do valor real de P mas para grandes períodos de recorrência a repartição das frequências tem de ser ajeitada a uma lei probabilística teórica.

Ven Te Chow demonstrou que a maioria das funções de frequência em análise hidrológica, podem ser escritas sob a forma:

$$X = \overline{X} + K \cdot S_x^{\,0,5}$$

sendo

$\overline{X}$	média
K	factor de frequência
S_X	desvio padrão

Uma aplicação desta teoria refere-se ao cálculo de chuvas de máxima intensidade.

Quando se tenciona achar os valores das intensidades extremas escolhem-se as séries máximas anuais ou seja para uma dada duração escolhe-se a máxima intensidade pluviométrica observada em cada ano hidrológico.

A fórmula de Gumbel diz-nos que a probabilidade P de um valor extremo da série ser menor do que X é:

$$P = \left(e^{-e}\right)^{-y}$$

sendo *y* a variável reduzida a

$$Y = \left(X - X_f\right) \cdot \frac{S_n}{S_x}$$

em que X_f é a moda dos valores extremos

$$X_f = \overline{X} - S_x \cdot \frac{\left(\overline{Y}_n\right)}{S_n}$$

sendo

$\overline{X}$	média da variável *X*
$\overline{Y}_n e S_n$	a média e desvio padrão da variável reduzida
S_x	desvio padrão da variável *x*

Os valores de *Y* (variável reduzida) encontram-se tabelados em função do período de retorno.

Os valores de $\overline{Y}_n e S_n$ encontram-se tabelados em função do número de anos *n*.

Métodos Estatísticos

Tabelas

Método de Gumbel

Variável reduzida Y	**Período de retorno anos**
0,000	1,58
0,367	2,00
0,579	2,33
1,500	5,00
2,250	10,00
2,290	20
3,395	30
3,902	50
4.,600	100
5,926	200
5,808	300
6,214	500
6,907	1000

Média $\overline{Y_n}$ Desvio Padrão S_n

n (nº de anos)	$\overline{Y_n}$	S_n
20	0,52	1,06
30	0,54	1,11
40	0,54	1,14
50	0,55	1,16
60	0,55	1,17
70	0,55	1,19
80	0,56	1,19
90	0,56	1,20
100	0,56	1,21
150	0,56	1,23
200	0,57	1,24
∞	0,57	1,28

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA

UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPITULO II

ESCOAMENTOS EM MEIOS POROSOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Eng. Teixeira da Costa

Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

2.0. Escoamentos em meios porosos 1
2.1. Conceitos básicos 1
2.2. Aquíferos 4
2.2.1. Aquíferos livres ou freáticos 4
2.2.2. Aquífero confinado 5
2.2.3. Aquíferos semi-confinados 6
2.2.4. Aquífero inconfinado ou semi-livre 6
2.2.5. Modo de ocorrência da água no solo 7
2.2.6. Lei de Darcy 9
2.2.7. Terminologia 12
2.2.8. Escavação de furos 14
2.2.8.1. Furos escavados 14
2.2.8.2. Furos radiais 16
2.2.8.3. Furos cravados ou ponteiras 17
2.2.8.4. Furos perfurados a trado 18
2.2.8.5. Furos perfurados com jacto de água 19
2.2.8.6. Furos perfurados por percussão 20
2.2.8.7. Furos perfurados por rotação 22
2.2.9. Revestimento dos furos 23
2.2.10. Cimentação dos furos 24
2.2.10.1. Cimentação de boca 24
2.2.10.2. Cimentação de fundo 24
2.2.10.3. Cimentação para protecção sanitária 24
2.2.10.4. Cimentação para protecção de aquíferos indesejáveis 25
2.2.11. Métodos de cimentação 25
2.2.12. Desenvolvimento dos furos 26
2.2.13. Métodos químicos 28
2.2.14. Medição de caudal 29
2.2.15. Teste de produtividade 34

2.0. Escoamentos em meios porosos

Vimos no capítulo 1.0 Hidrologia que a terra dispõe de pouca água doce quando comparada com a água dos oceanos.

Os oceanos contêm 97,13% da água do planeta, as massas polares e geleiras 2,24% e as águas subterrâneas 0,61% sendo que, mais de metade, se encontra a mais de 800 m de profundidade, inacessíveis para os actuais meios de operação.

A água subterrânea ocupa os vazios do solo e subsolo e constitui reservas importantes. Ela movimenta-se com velocidade muito baixas (percolação).

A quantidade de água existente num solo ou rocha é função da constituição geológica do mesmo, da sua área de contribuição e da inclinação das camadas.

Materiais soltos com grande porosidade são os que armazenam maior quantidade de água.

O aproveitamento das águas subterrâneas não tem sido o mais racional devido ao deficiente conhecimento dos aquíferos, à falta de estudos e a técnicas pouco adequadas.

O abastecimento público, através da captação de águas subterrâneas, tem sido utilizado em vários países de acordo com as percentagens:

Alemanha Ocidental	75%
Inglaterra	50%
Estados Unidos	20%

Embora varie de país para país, consoante a maior ou menor disponibilidade hídrica, pode considerar-se como bom um poço que produza 50 m^3/hora e muito bom um que forneça 100 m^3/hora. Um poço que produz mais de 100 m^3/hora (28 l/s) é considerado de alto caudal.

2.1. Conceitos básicos

Todas as rochas possuem vazios denominados poros ou interstícios. Quando uma rocha apresenta maior numero de poros do que outra diz-se que tem maior porosidade.

Porosidade de uma rocha é o numero de vazios que ela contem e define-se como o razão entre o volume de vazios e o volume da rocha, em percentagem.

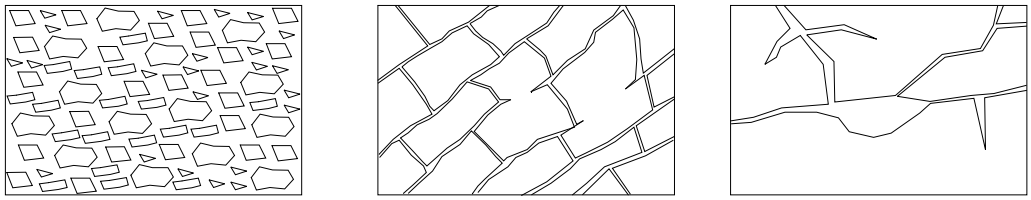
$$P = \frac{V_v}{V_T}$$

sendo:

V_V volume de vazios;

V_T volume total da rocha;

Existem vários tipos de porosidade:



(1) Porosidade intergranular (2) Porosidade de fracturas (3) Canais de dissolução

Figura 2.2.1 - Tipos de porosidade

1) Porosidade intergranular - areias e argilas;

2) Porosidade de fissuras - granitos e gnaisses;

3) Porosidade de canais - calcários, dolomitos e rochas carbonatadas;

4) Porosidade não comunicante - basaltos.

Quando a porosidade é originada durante a formação da própria rocha diz-se que é uma porosidade primária - porosidade intergranular e não comunicante.

Quando a porosidade se efectua depois da formação da rocha denomina-se secundária como é o caso das porosidades de fissuras e de canais de dissolução.

No quadro a seguir enumeram-se os valores da porosidade para vários materiais:

Material	**Porosidade (%)**
Argila comum	45 - 55
Silte	40 - 50
Mistura de areia média a grossa	35 - 40
Areia média uniforma	30 - 40
Areia fina a média	30 - 35
Pedregulho	30 - 40
Pedregulho e areia	20 - 35
Arenito	10 - 20
Xisto	1 - 10
Calcário	1 - 10

Quadro 2.1.1 - Valores da porosidade para vários materiais

Para que uma rocha possa armazenar água é necessário que contenha poros, pois estes podem ser preenchidos com água. Mas esta água nem sempre é de fácil extracção.

Quando se pode extrair água de uma rocha, em condições económicas e quantidades razoáveis estamos em presença de um aquífero.

Aquífero é uma rocha da qual se pode extrair água em quantidades satisfatórias.

O valor da quantidade da quantidade satisfatória varia de região para região, mas num clima semi-árido , pode considerar-se como economicamente viável um poço que forneça um caudal superior a 2000 l/hora.

Num aquífero os vazios devem conter água que possa movimentar-se e ser extraída por meio de drenos ou furos.

As rochas que contêm água, como por exemplo as argilas, mas das quais não se pode extrai-la em condições económicas, denomina-se aquitard ou aquiclude.

Aquitard é uma rocha que pode produzir pequenas quantidade de água, apresentando permeabilidade média a baixa.

Permeabilidade á a maior ou menor facilidade com que a água se move no interior da rocha sob acção da gravidade.

A permeabilidade depende do tamanho e número dos poros e da sua forma e distribuição dos elementos sólidos componentes do meio.

O quadro seguinte apresenta valores de permeabilidade para alguns materiais.

Material	**permeabilidade K (cm/s)**
Argila	10^{-6} ou menos
Silte	$5{\cdot}10^{-4}$ a $5{\cdot}10^{-5}$
Areia fina	$5{\cdot}10^{-2}$ a $5{\cdot}10^{-3}$
Areia grossa	1.0 a 10^{-2}
Cascalho	1.0 ou mais

Quadro 2.1.2 - Valores da permeabilidade para vários materiais

2.2. Aquíferos

De acordo com a pressão a que o aquífero está submetido, podemos fazer a seguinte distribuição:

2.2.1. Aquíferos livres ou freáticos

Estão parcialmente saturados de água cuja base é uma camada impermeável ou semi-impermeável. O topo é limitado pela superfície livre da água, sob a pressão atmosférica.

Por não haver pressão a água de um poço escavado sobre o aquífero freático, não subirá de nível.

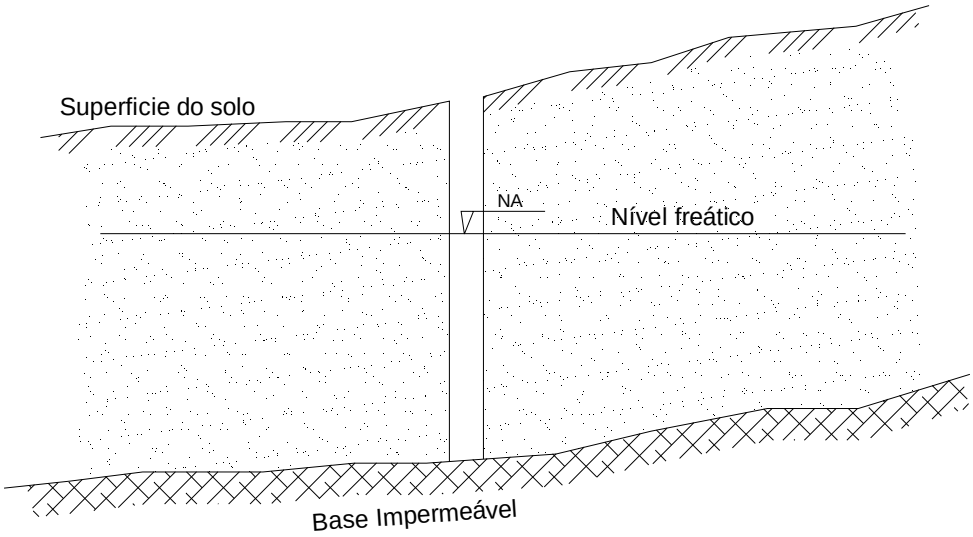


Figura 2.2.1.1 - Aquífero freático

2.2.2. Aquífero confinado

Quando no topo e na base existem camadas impermeáveis e o aquífero está completamente saturado diz-se que é um aquífero confinado.

O nível da água define uma superfície imaginável denominada superfície piezometrica. Num poço perfurado em tal aquífero, a água pode subir acima do nível freático.

Os aquíferos confinados são chamados de artesianos (de Artois, região de França) e os furos neles perfurados podem ou não jorrar água sem necessidade de bombagem.

Geralmente os aquíferos confinados ou artesianos têm uma área em contacto com a atmosfera por onde recebem a recarga do aquífero (área de reabastecimento).

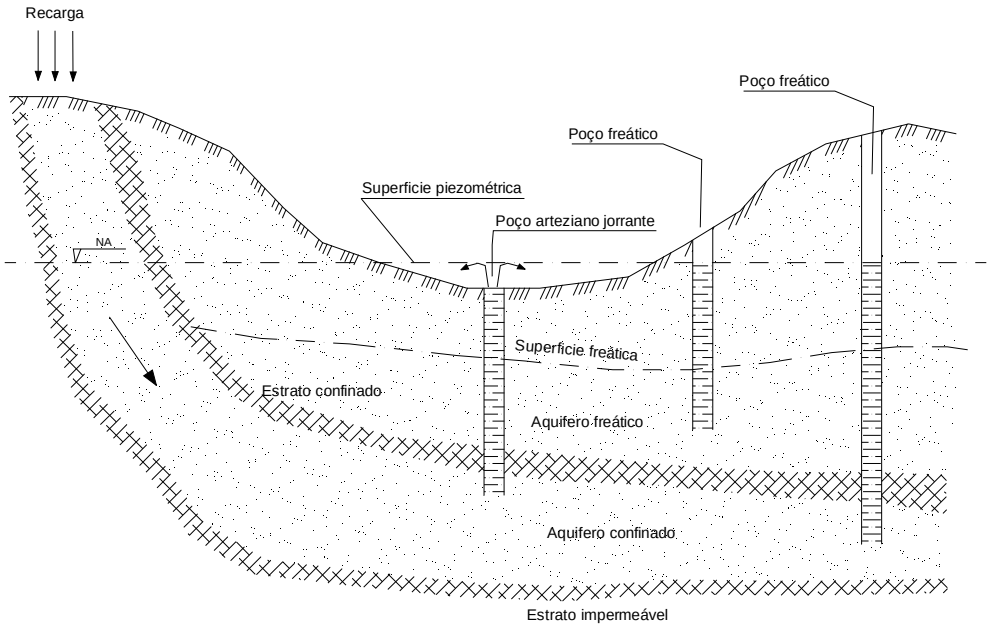


Figura 2.2.3.1 - Aquífero confinado

2.2.3. Aquíferos semi-confinados

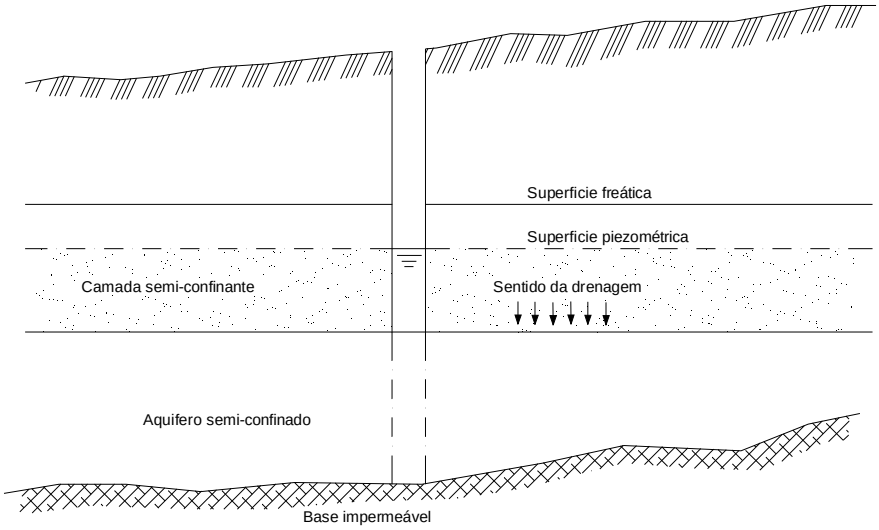
Possui no topo uma camada semi-impermeável e na base uma camada impermeável. A camada do topo (geralmente xisto) tem permeabilidade mais baixa do que o aquífero.

O fenómeno da drenagem, sempre na direcção vertical pode ser no sentido do aquífero para a camada semi-confinante ou vice-versa, de acordo com a posição relativa entre superfície piezométrica e a superfície freática.

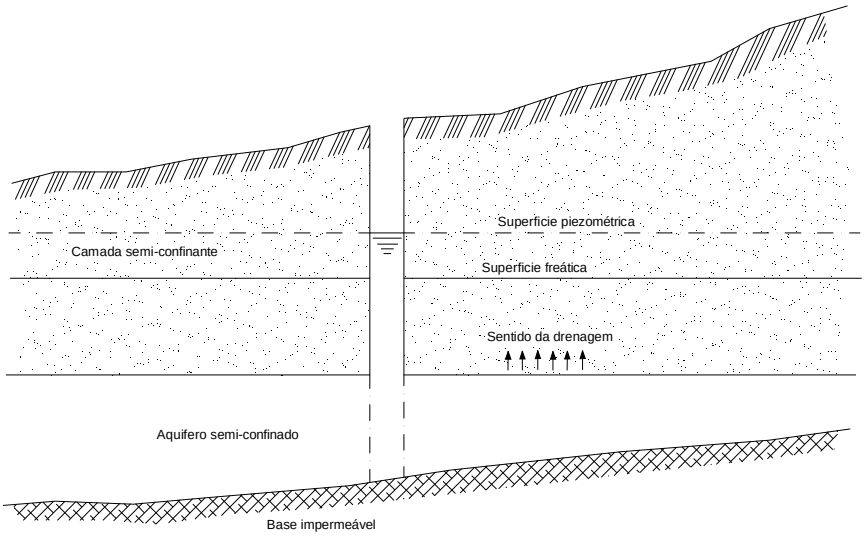
Nestes aquíferos a componente vertical da permeabilidade da camada semi-confinante é muito maior do que a componente horizontal que é desprezada para fins práticos.

2.2.4. Aquífero inconfinado ou semi-livre

Quando a componente horizontal da permeabilidade apresenta um valor da ordem de grandeza aproximadamente igual ao da componente vertical estamos em presença de um aquífero semi-livre.



2.2.4.1 - Aquífero semi-confinado



2.2.4.2 - Aquífero semi-confinado

2.2.5. Modo de ocorrência da água no solo

A água no solo divide-se em duas zonas:

a) zona de aeração

b) zona de saturação

É na zona de aeração que trabalham os agrónomos pois é daí que as plantas retiram os nutrientes necessários à sua vida vegetativa.

Na zona de saturação os poros estão preenchidos com água e a porosidade mede a água contida por unidade de volume.

Uma área com 100 m^2 e espessura de 5 m que apresenta uma porosidade de 10% tem armazenados 50 m^3 de água. Mas este volume não é extraído fácilmente por simples drenagem natural ou por bombeamento. Sobre essa água agem forças contrárias à gravidade que retêm a água contida no material, forças capilares e de tensão superficial. É a retenção especifica ou capacidade de campo.

Retenção especifica ou capacidade de campo é a parte da água retida na rocha, que não é drenada por gravidade e é calculada por:

$$C_c = \frac{100 \cdot V_a}{V_r}$$

sendo:

C_c retenção especifica;

V_a volume ocupado pela rocha;

V_r volume saturado total da rocha.

Porosidade especifica é a água que pode ser drenada e pode ser dada pela seguinte relação:

$$P_e = \frac{100 \cdot V_d}{V}$$

sendo:

P_e porosidade especifica;

V_d volume de água drenada;

V volume total da rocha saturada.

A porosidade especifica é também conhecida por caudal especifico.

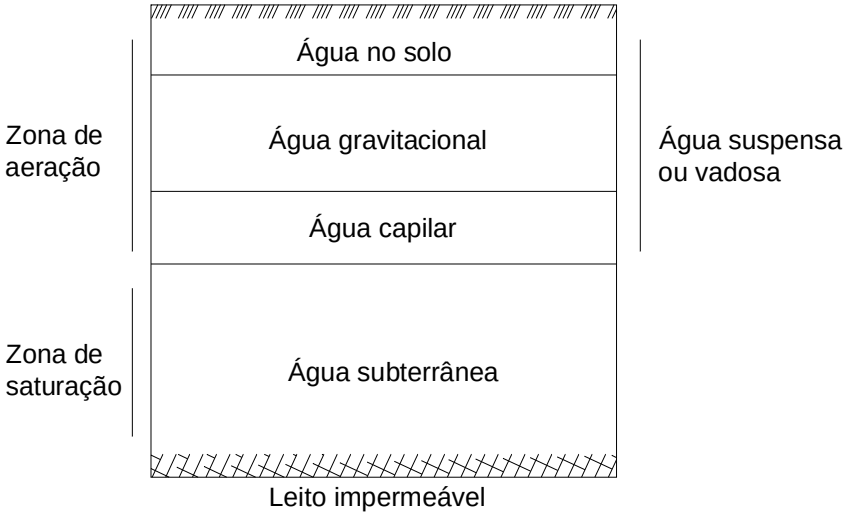
A capacidade de campo inclui a reserva permanente e a humidade disponível.

A reserva permanente que corresponde à água que não pode ser removida do solo por capilaridade, gravidade ou osmose é medida pelo teor de humidade no ponto de emurchecimento ou ponto de murchamento.

A ordem de grandeza dessas variáveis, expressa em mm de água por metro de profundidade é:

Solo	Capacidade de campo mm/m	Ponto de emurchecimento mm/m
Areia	100	25
Areia fina	115	30
Solo argiloso-arenoso	160	50
Solo argilo-siltoso	280	115
Argila	325	210

Quadro 2.2.5.1 - Valores dos teores de água no solo para a capacidade de campo e o ponto de emurchecimento



2.2.5.1 - Modos de ocorrência da água no solo

2.2.6. Lei de Darcy

Um meio poroso é homogéneo quando a resistência ao escoamento é a mesma em qualquer ponto e segundo uma direcção.

A homogeneidade é relativa e depende das dimensões intrínsecas dos materiais. Um solo com grãos milimétricos será homogéneo em relação a um valor de escala compatível, como por exemplo 1 dm^3. Já um maciço rochoso será homogéneo se considerarmos um valor de escala muito maior.

Quando a resistência ao escoamento é igual em todas as direcções o meio poroso pode considerar-se isótropo. A grande maioria dos meios porosos naturais não são isótropos, são anisótropos.

Apesar da anisotropia os meios porosos podem considerar-se homogéneos desde que se estabeleça uma escala de homogeneidade compatível com as respectivas dimensões.

Foi o francês Henry Darcy quem em 1856 estabeleceu uma lei relativamente ao fluxo subterrâneo em meio poroso.

A sua lei estabelece que o volume de água que passa através de um leito de areia ou outro material é directamente proporcional à pressão e a um coeficiente que depende da natureza do material e inversamente proporcional à espessura do leito atravessado.

Uma das melhores demonstrações práticas da lei de Darcy foi feita por Hubbert utilizando um dispositivo de sua autoria.

Segundo a lei de Darcy

$$\frac{Q}{A} = -k \cdot \frac{h_2 - h_1}{dl}$$

sendo:

Q	caudal que atravessa o leito;
A	área da secção percolada;
k	coeficiente de permeabilidade;
h_1, h_2	altura de água nas extremidade do leito.

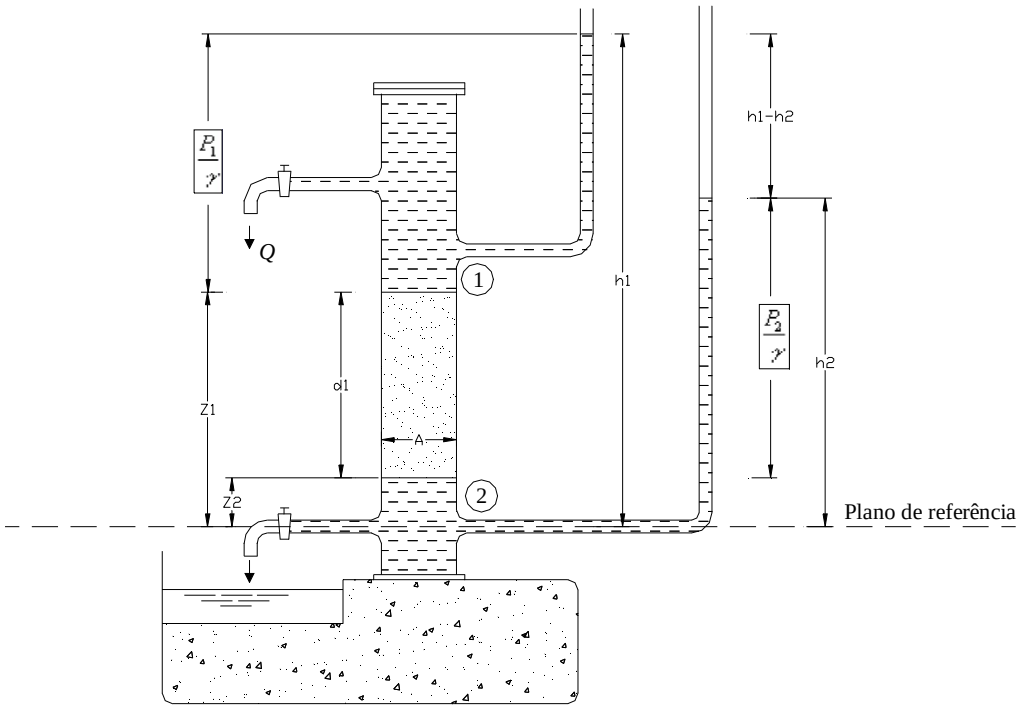


Figura 2.2.6.1 - Demonstração prática da Lei de Darcy

Hubbert - Demonstração prática da Lei de Darcy

1) Entrada de água (Q)

Pressão em (1) $h_1 = z_1 + \frac{P_1}{\gamma}$

2) Saída de água após ter atravessado o meio poroso de comprimento dl e área A.

Pressão em (2) $h_2 = z_2 + \frac{P_2}{\gamma}$

$\frac{Q}{A}$ velocidade aparente de filtração;

k permeabilidade ou conductividade hidráulica.

A Lei de Darcy é válida para um numero de Reynolds $R_e < 1$ que é o caso geral dos escoamentos em hidráulica subterrânea.

Ás vezes R_e chega a atingir o valor 1 sem que se percam as condições de regime laminar.

É muito usual escrever-se a lei de Darcy:

$$V = k \cdot \frac{dh}{dl}$$

sendo:

- V velocidade do fluxo no ponto considerado;
- k coeficiente de permeabilidade;
- dh diferença de altura entre o ponto considerado e um ponto tomado arbitrariamente;
- dl distância entre dois pontos, ao longo da direcção média do fluxo.

Num aquífero livre:

$$\frac{dh}{dl} = sin(\alpha)$$

sendo:

- α ângulo formado pela linha de escoamento com o plano horizontal de referência.

Dupuit foi quem primeiro estabeleceu leis sobre o fluxo teórico de água em aquíferos livres.

Em 1935 Theis abordou a teoria de um poço em aquífero homogéneo, introduzindo a noção de tempo.

Actualmente existe um numero elevado de expressões matemáticas em hidrogeologia.

As teorias de Thiem, Theis-Jacob e Rose Smith são as mais conhecidas.

2.2.7. Terminologia

Quando um poço está a ser bombeado forma-se em volta do mesmo um cone de depressão com o vértice voltado para o fundo do poço.

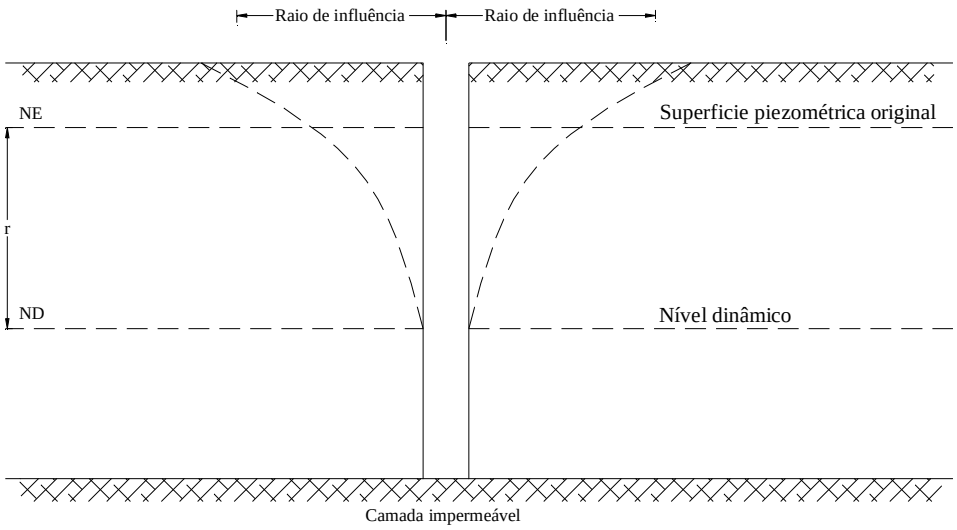


Figura 2.2.7.1 - Cone de depressão

NE nível estático, superfície livre da água dentro do poço, medida a partir da superfície do solo. Corresponde à pressão neutra do aquífero;

ND nível dinâmico, nível da água dentro do poço quando este está a ser bombeado. Mede-se a partir da superfície do solo até ao nível da bombagem;

RE rebaixamento, diferença na vertical entre *NO* e *NE*.

r raio de influência, distância a contar do centro do poço até ao ponto em que a superfície do cone de depressão encontra a superfície horizontal do *NE*;

T coeficiente de transmissibilidade, quantidade de água que o aquífero pode produzir através de uma secção vertical de altura igual à espessura do aquífero quando o gradiente hidráulico é a unidade.

Q_s caudal especifico, quociente do caudal *Q* pelo rebaixamento do poço *s*:

$$Q_s = \frac{Q}{s}$$

O caudal especifico dá-nos o rendimento do aquífero e diminui com o tempo de bombagem.

Quando o caudal especifico diminui abaixo do seu rendimento sugere a ocorrência de anomalias no poço.

2.2.8. Escavação de furos

Para utilização da água subterrânea existem os mais diversos tipos de furos.

Quanto à profundidade os furos podem ser:

a) Rasos, quando a profundidade não excede os 30 m.

b) Profundos, profundidade superior a 30 m

Quanto ao método de perfuração:

a) Escavados;

b) Radiais;

c) Cravados ou ponteiras;

d) perfurados a trado;

e) perfurados com jacto de água;

f) tubulares profundos.

2.2.8.1. Furos escavados

São furos de grande diâmetro (1,0 a 5,0 m) com profundidade variando de 3 a 20 metros. São construídos para captar a água de aquíferos livres em terrenos arenosos ou com muito cascalho.

Estes furos produzem sempre um apreciável volume de água. São conhecidos em Angola cacimbas e no Brasil como furos Amazonas.

Estão sujeitos a fácil poluição devido ao facto do nível freático estar muito próximo da superfície do solo.

Como quase sempre os solos arenosos têm fraca coesão a abertura é feita com escoramentos cilíndricos de madeira que vão descendo à medida que a escavação se vai efectuando.

Quando se atinge a água há necessidade de se efectuar uma bombagem para se prosseguir com a escavação.

Quando se penetra a superfície da formação arenosa que contem água, tem inicio o revestimento. Para isso assenta-se no fundo do poço uma sapata de betão onde irão assentar os primeiros tijolos do revestimento do poço. Os tijolos deverão ser perfurados e os furos preenchidos com cascalho fino. Os tijolos são rejuntados com areia e cimento até à altura do nível de água. A partir deste ponto usam-se tijolos maciços até à boca do poço.

Um outro processo, mais rápido, consiste em descer manilhas porosas (neste caso o diâmetro do poço depende dos diâmetros existentes no mercado) que vão sendo rejuntados, até se atingir uma profundidade superior à do nível freático. Há sempre necessidade de se proceder ao esgotamento da água.

Quando se atinge a profundidade desejada pode por-se só manilhas no fundo ou adaptarem-se uns tubos, com diâmetro dimensionado de acordo com a granulometria do material, em forma de estrela, que penetram para os lados do poço.

Vantagens dos furos escavados:

Custo baixo: a profundidade é pequena e a produtividade grande. A escavação é fácil e os materiais de revestimento são abundantes em qualquer região.

Fácil manutenção: devido à profundidade e ao grande diâmetro, são fácilmente visitáveis e de fácil manutenção.

Desvantagens dos furos escavados:

Poluição (contaminação): a pequena profundidade do lençol freático torna-o vulnerável à poluição através de outras águas superficiais ou de águas de fossas.

Por estes motivos um poço escavado deverá ser localizado tanto quanto possível, o mais longe de habitações ou de currais. O poço deverá ter a "cabeça" muito acima do terreno e ser devidamente protegido com muros ou cercas (perímetros de protecção).

Mapa piezométrico: No caso de um poço se situar próximo de cidades ou povoados, ao iniciar-se a localização deverá haver cuidado para que o local escolhido não constitua um ponto baixo onde possam afluir os lençóis freáticos contaminados dos centros urbanos.

Tratamento: Caso haja suspeitas de contaminação, e isso pode ser comprovado através de analise da água, deverá fazer-se um tratamento cujo rigor será em função dos fins para que se destina a água.

Desenvolvimento: Nestes furos, devido à condição de aquífero livre, não há condições de se efectuar qualquer desenvolvimento com vistas à melhoria do caudal.

2.2.8.2. Furos radiais

Pode afirmar-se que estes furos são derivados dos furos escavados mas melhor desenvolvidos. São também conhecidos por colectores horizontais devido à existência de drenos radiais.

O poço radial consta de:

a) poço colector com diâmetro entre 3 a 5 metros e profundidade relativamente pequena, até 10 metros;

b) filtros radiais ou drenos radiais.

A construção ou perfuração pode ser manual ou mecânica. A abertura destes furos apresenta sempre grande dificuldades devido à abundância de água. Para facilitar o trabalho tem que se usar bombagem eficiente, geralmente bombas de alta sucção ou lama bentonítica.

O revestimento pode ser feito com manilhas de betão ou com anéis de aço que são acoplados à medida que se prossegue com a perfuração.

Quando termina a perfuração, em profundidade onde o caudal é abundante, procede-se à limpeza e consolidação do fundo e depois à colocação dos drenos filtrantes.

Os drenos podem ser colocados por cravação (a extremidade terá que ser pontiaguda) com as extremidades enroscadas à medida que se avança, ou com jacto de

água, isto é, faz-se um revestimento provisório, colocam-se dentro os filtros e extrai-se o revestimento com a ajuda de macacos hidráulicos.

Vantagens dos furos radiais

Ao contrário dos furos escavados (cacimbas) estes furos podem ser desenvolvidos, isto é melhorados através de bombagem dos drenos radiais.

Os furos radiais apresentam sempre uma área de captação maior do que os furos escavados.

2.2.8.3. Furos cravados ou ponteiras

São furos de pequeno diâmetro para captação rápida do lençol freático.

São utilizados em pequenas comunidades e também em obras hidráulicas quando se deseja o rebaixamento do nível freático muito próximo da superfície.

Existe uma grande variedade de tipos, diâmetros e tamanhos.

Geralmente as ponteiras têm de 30 mm (1 1/4") a 50 mm (2") de diâmetro, mas existem ponteiras até 100 mm (4").

A extremidade inferior da ponteira é construída por uma ponta de aço forjado, com diâmetro maior do que o do tubo.

A ponteira de ranhuras contínuas horizontais é a mais eficiente.

Construção

Para se cravar uma ponteira abre-se, a trado com diâmetro ligeiramente maior, um furo cuja profundidade será até onde o terreno começa a desmoronar.

Em seguida afastam-se os tubos, geralmente de 1 m e faz-se a cravação com marreta na extremidade superior do tubo, que é protegido por um cabeçote que receberá as pancadas dadas pela marreta. Se as pancadas não forem centradas haverá danos na rosca dos tubos.

Sistema de ponteiras

Os furos cravados fornecem pequenas vazões, em torno de 1000 l/h, de acordo com a possança do aquífero.

É o ideal para habitações isoladas ou pequenas comunidades.

Quando se desejam vazões maiores, como é o caso de rebaixamentos de lençóis freáticos, costuma montar-se um sistema de múltiplas ponteiras, espaçadas regularmente e operadas em conjunto.

2.2.8.4. Furos perfurados a trado

São furos que raramente atingem profundidades superiores a 20 m e por isso podem-se considerar rasos. Por serem rasos destinam-se à captação de água de lençóis freáticos.

O diâmetro varia entre 50 a 200 mm (2" a 8").

São furos de fácil execução, ideais para a abastecimento de pequenas comunidades ou propriedades agrícolas.

Existem vários tipos de trados, mecânicos ou manuais, conforme o tipo de solo que se vai perfurar. Os tubos são equipados com hastes (de 1,00 m de comprimento) que se juntam umas às outras, através de roscas.

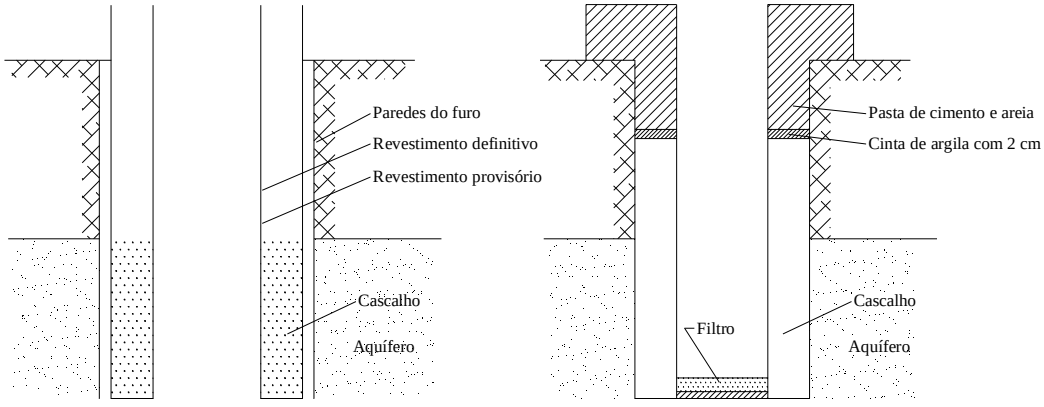


Figura 2.2.8.4.1 - Esquema da construção de um poço perfurado a trado

A perfuração é feita com tubo guia, que constitui o revestimento provisório, cuja extremidade inferior é dentada para facilitar a penetração.

Após a perfuração é colocado o revestimento definitivo que pode ser um tubo de aço galvanizado ou PVC rígido. Na extremidade é colocado um filtro. Entre os tubos do revestimento provisório e do definitivo é colocado cascalho, de granulometria adequada, que deverá ficar, pelo menos, um metro acima do nível freático. Em cima deste cascalho é feita uma cinta de argila, com 2 cm de espessura, à qual se segue o enchimento, com pasta de argamassa.

Á medida que o espaço anelar vai sendo preenchido com cascalho, ou com argamassa, vai sendo retirado o tubo que constitui o revestimento provisório.

O poço perfurado a trado pode ser "desenvolvido" ou seja melhorado, por meio de um compressor.

2.2.8.5. Furos perfurados com jacto de água

São furos rasos. As partículas de solo são desalojadas por meio de um jacto de água de alta pressão. Este tipo de perfuração só é recomendável para solos brandos, arenosos ou silto arenosos.

Quando as formações são mais duras usa-se o método de perfuração a trado.

Este método requer muita água, durante a perfuração, o que limita bastante o seu uso.

O procedimento para perfuração é o seguinte: com um trado faz-se um furo e assenta-se o revestimento provisório; dentro deste coloca-se um tubo, com um trépano na ponta, que está ligado à mangueira de pressão e esta à bomba.

Com a bomba ligada crava-se o trepano com o auxilio do jacto de água que removerá as partículas de solo. Ás vezes é necessário bater o tubo provisório para se conseguir melhor penetração.

Os acabamentos são iguais aos dos furos perfurados a trado.

O desenvolvimento pode ser obtido através de compressor ou pistão. Bombeia-se a água até que ela saia limpa.

2.2.8.6. Furos perfurados por percussão

Os furos profundos requerem técnica mais apurada e consequentemente melhor equipamento e pessoal habilitado.

Pelos altos custos envolvidos a perfuração de um poço profundo deve empreender-se após estudos geológicos e técnicos que conduzam à selecção que melhor convenha.

Os dois métodos mais económicos, para perfuração à percussão, são:

a) perfuração a cabo

b) rotativo com lama de circulação directa ou inversa

Percussão a cabo

Na perfuração de furos para água é o mais difundido, e preferido pelas empresas especializadas , porque o equipamento é de fácil transporte e manutenção além do seu baixo custo operacional.

Este método consiste em se deixar cair, em queda livre, alternadamente, um conjunto, constituído por haste, trépano percursor e porta cabo, que está suspenso por um cabo montado num tambor. Um balancim regulável dá movimento ao cabo.

O trépano, ao cair em queda livre, rompe o material rochoso triturando-o e, simultaneamente, ao girar sobre o seu próprio eixo, abre um furo circular.

O curso do balancim dá a altura de queda do conjunto e tem 3 ou 4 pontos de regulação. A operação de subida e descida determina a frequência da máquina que pode atingir entre 40 a 60 vezes por minuto.

Cada rocha apresenta problemas específicos de perfuração. Nos granitos, gnaisses, basaltos, calcários e arenitos a perfuração é dificultada pela existência de planos inclinados, de fracturas ou de cavernas provenientes de dissolução.

Neste caso terá que se ajustar a melhor velocidade, o curso ideal e utilizar um trépano adequado para as funções de penetração e alargamento.

Em rochas moles tipo argilas, xistos ou calcários argilosos as funções principais do trépano são as de esmagamento, alargamento e mistura. Uma boa mistura de

material triturado é importante e para isso a canaleta de circulação da água deve ser de boas dimensões.

Quando a concha de limpeza não consegue recolher os fragmentos do material profundo é sinal de ocorrência de fendas, que também provoca prisões e "puxões" no cabo de perfuração.

A xistosidade também provoca prisões e desvios na perfuração. Para remediar estas dificuldades costuma colocar-se madeira dura , pedras ou pedaços de ferro dentro do poço, um metro acima da região onde se detectou a fenda.

Nas formações arenosas a principal dificuldade é o desmoronamento das paredes do poço. Para eliminar este inconveniente usam-se "tubos de cravação" à medida que se vai perfurando. Uma outra maneira de contornar o problema é utilizar argila bentonítica ou argila expansiva.

Só após a conclusão da perfuração é feito o revestimento. Quando há níveis de contribuição, nos horizontes desmoronantes, os tubos devem ser perfurados ou ranhurados.

Amostragem do material perfurado

A sondagem à percussão permite-nos amostrar correctamente o material que está sendo cortado. Após cada operação de perfuração introduz-se no poço a concha de limpeza que recolhe o material triturado existente no fundo.

Quando se deseja maior rigor na amostragem utiliza-se uma concha especial de limpeza, com bordos cortantes.

Percussão rotativa com lama de circulação

Utiliza-se quando se deseja atingir grandes profundidades (maiores que 400 m) e quando se sabe que as formações geológicas a serem atravessadas apresentam problemas graves de desmoronamento.

Esta percussão é muito dispendiosa, mas, quando um projecto de captação envolve um grande numero de furos, torna-se indicada devido à rapidez no avanço da perfuração.

2.2.8.7. Furos perfurados por rotação

A técnica de perfuração rotativa alcançou proporções consideráveis, nas últimas décadas, devido à industria do petróleo.

Especialmente para furos de grande profundidade é a tecnologia mais indicada.

A sondagem rotativa compõe-se do conjunto básico e conjunto complementar.

O conjunto básico é formado por chassis, torre, motor e mesa rotativa.

O conjunto complementar é constituído pela bomba de lama, acessórios e coluna de perfuração.

A coluna de perfuração que é a parte que efectivamente executa o poço é formada por brocas, comandos, haste de perfuração e cabeça giratória.

Accionando-se a mesa rotativa todo o conjunto gira simultaneamente e a bomba de lama injecta o fluido de perfuração para dentro das hastes até à broca.

Enquanto a broca corta o material a lama de perfuração injectada remove os detritos e sobe até à superfície pelo espaço anelar, entre as paredes do poço e a coluna de perfuração.

Conforme a dureza e características das rochas existem três espécies principais de brocas: tri-cone, de roletes e "rabo de peixe".

As brocas tri-cone e de roletes são usadas na perfuração de rochas duras, muito abrasivas, como quartzitos, conglomerados e basaltos.

A broca "rabo de peixe" é recomendada em materiais moles tipo argila, siltitos e arenitos argilosos.

Existem dois tipos de sondagem rotativa com fluido:

a) circulação directa

b) circulação inversa

Na circulação directa o fluido de perfuração é injectado, por meio de bombas pelo interior das hastes, retornando à superfície pelo espaço anelar existente entre a coluna de perfuração e as paredes do poço. É o sistema mais usual.

O sistema de circulação inversa é recente. A lama penetra por gravidade no espaço anelar e retorna à superfície por meio de bombeamento, passando pelo meio da

coluna de perfuração. Este sistema só é utilizado para perfuração a grandes profundidades (600 m ou mais).

Os factores que afectam a perfuração podem ser relativos ao material ou mecânicos. Os primeiros podem ser de resistência (dureza), abrasividade, desmoronamento, permeabilidade, porosidade, fluidos (água salgada, gás, etc.), temperatura, plasticidade ou de tensões internas dos materiais.

Os factores mecânicos dizem respeito ao peso da broca, velocidade de rotação, diâmetro da broca, velocidade de circulação da lama, perdas por fricção, características da lama de perfuração, habilitação do pessoal de sondagem.

Uma das funções da lama é a de remover os detritos da perfuração. Se uma lama tem baixa viscosidade e densidade ela não limpará devidamente o poço.

2.2.9. Revestimento dos furos

O revestimento, o cascalhamento e a cimentação são factores que contribuem para um melhor aproveitamento da poço e também influenciam na sua vida útil.

O revestimento de um poço destina-se a sustentar as paredes e a permitir a introdução de bombas e tubos para extracção de água.

Os diâmetros dos tubos variam entre 199 e 450 mm.

Um poço deverá ser bem encascalhado e deverá haver um anel cilíndrico em torno do filtro. Para que o encascalhamento seja perfeito haverá um espaço, de pelo menos 10 cm, entre os filtros e as paredes do poço.

Um poço mal encascalhado produzirá areia, mesmo que o cascalho e os filtros estejam bem dimensionados, porque surgirão zonas completamente desprotegidas, no espaço anelar.

Embora as bombas, actualmente, possam aceitar águas com sólidos em suspensão o limite aceitável de areia bombeada é da ordem de 10 g/m^3 de água.

Até à profundidade de 200 m os furos podem ser encascalhados sem grandes problemas. Mantendo-se as dimensões mínimas do espaço anelar o cascalho é lançado de cima, por gravidade em pequenos volumes em torno do revestimento.

Quando se atinge uma altura em torno de 2 m faz-se uma acomodação do cascalho através de um pistão que desce pelo espaço anelar.

2.2.10. Cimentação dos furos

Por razões técnicas (desmoronamentos) ou devido à necessidade de se proteger o manancial subterrâneo contra futuros problemas de contaminação, pode ser exigida a cimentação dum poço.

A poluição e contaminação dos mananciais subterrâneos é um facto e tende a ser maior quanto mais densa for a malha de furos perfurados. Deste modo achamos que a cimentação é indispensável.

Há quatro tipos de cimentações:

2.2.10.1. Cimentação de boca

Destina-se à plataforma para o sistema de bombeamento e à fixação de tubagem à superfície do terreno. A sua profundidade varia entre 1 e 3 m a partir da superfície do solo.

2.2.10.2. Cimentação de fundo

Quando o tubo, na extremidade inferior, não é provido de tampão é conveniente que se faça a cimentação do fundo para evitar a entrada de material para o poço. Neste caso o tubo de revestimento é ligeiramente levantado e em seguida leva-se através da concha de limpeza uma argamassa de cimento-areia grossa até ao fundo do poço. Esta argamassa poderá atingir a altura de 1,00 m.

2.2.10.3. Cimentação para protecção sanitária

Em zonas urbanas, susceptíveis de poluírem as aquíferos, deve proteger-se o poço. Se existirem fossas um poço deverá ficar afastado, pelo menos 50 metros.

Quanto à formação de material arenoso ou silto-arenoso usa-se uma argamassa de argila cimento na proporção 1:1, muito usada quando se pretende isolar aquíferos indesejáveis.

Quando a formação é argilosa a cimentação do espaço anelar, entre o tubo de revestimento e as paredes do poço, é feita com uma argamassa de cimento e areia na relação 1:2.

As cimentações devem ser feitas até uma profundidade mínima de 30 metros, a partir do nível do solo.

2.2.10.4. Cimentação para protecção de aquíferos indesejáveis

Um poço pode ser contaminado através de aquíferos indesejáveis como sejam água salgada (furos próximos do mar) ou poluentes industriais (próximo de um rio) ou de coliforms (próximo de fossas). Os cuidados devem ser tomados ao planear-se a perfuração, durante esta e posteriormente fazendo uma análise completa.

O poço só deve ser perfurado se houver condições de isolá-lo de águas estranhas através de uma cimentação que garanta uma protecção eficaz.

2.2.11. Métodos de cimentação

Poço perfurado à percussão

Após a perfuração do poço desce-se a tubagem de revestimento com os filtros enroscados. O revestimento e os filtros devem estar rigorosamente centrados.

Depois de descido o revestimento coloca-se o cascalho no espaço anelar de modo que fique, pelo menos, 3 metros acima do topo do filtro. Em seguida é colocada uma cinta de argila muito plástica com altura de 2 metros. Depois é feita a cimentação com argamassa cimento:areia de 1:1 com aditivo de pega rápida.

Furos perfurados à rotação

Uma vez que o poço está sempre cheio com a lama da perfuração a cimentação não é simples. A cimentação é feita através da bombagem de calda de cimento, pelo espaço anelar ou por dentro.

Cimentação pelo espaço anelar

O espaço anelar tem que ter uma espessura mínima de 100 mm.

- A perfuração e a cimentação da lama são suspensas;

- O revestimento é descido até ao fundo do poço.

Utilizando tubos de 32 mm faz-se uma bombagem de calda de cimento de presa rápida para o fundo do revestimento, de modo a formar um tampão de vedação.

Depois de se adequar um tempo para presa continua-se a bombagem, pelo espaço anelar, suspendendo-se o tubo à medida que vai subindo a cimentação.

Cimentação por dentro

Faz-se este tipo de cimentação quando o espaço anelar é reduzido não permitindo a introdução do tubo de bombagem da calda de cimento. Este método é continuo e eficiente.

- O poço é bem limpo através da circulação da lama;

- Desce-se o revestimento ficando um metro acima do fundo do poço;

- São descidas as hastes de perfuração com uma válvula na ponta que fica presa na boca inferior do revestimento

- A calda de cimento é bombeada por dentro das hastes até que a mesma escoe pelo espaço anelar.

2.2.12. Desenvolvimento dos furos

A perfuração de furos segue duas fases distintas:

a) Perfuração;

b) Acabamento.

Na fase de acabamento incluem-se as seguintes etapas:

1) Colocação do revestimento

2) Colocação do filtro

3) Desenvolvimento e limpeza

4) Cimentação para protecção sanitária

5) Teste de caudal

O desenvolvimento de um poço diz respeito aos processos mecânicos e químicos que se destinam a melhorar as condições do aquífero a fim que se possa proporcionar um melhor rendimento do poço.

Métodos mecânicos

- Métodos de desenvolvimento com ar comprimido
- Método da super-bombagem
- Método do pistão

Método do ar comprimido

Abrange dois métodos

a) lavagem invertida ("back washing")

b) poço aberto ou surgimento ("surging")

Método da lavagem simples

É recomendado quando o aquífero apresenta uma variação granulométrica, com grande percentagem de finos (argila ou silte).

Neste método a água á bombeada de modo a provocar-se o esgotamento do poço, este é fechado e em seguida é feita uma injecção de ar para forçar a água a retornar para dentro do aquífero.

Método do poço aberto ou surgimento

É denominado como método de ferver o poço e é uma combinação entre bombagem e surgimento. Descargas de ar, seguidas de bombagem, provocam a reversão do fluxo de água dentro do poço e consequentemente a remoção das partículas finas do aquífero.

Método da super-bombagem

Por ser muito simples é o mais difundido entre os perfuradores. É aconselhável só para o caso de formações arenosas onde a quantidade argila/silte seja muito pequena. O seu emprego é mais eficiente quando os aquíferos apresentam granulometria uniforme.

O método consiste em bombear-se o poço com um caudal maior do que aquele que ele é susceptível de oferecer. Isto provoca um rebaixamento maior o que faz com que as partículas menores se desloquem.

A super-bombagem requer o uso de equipamento com capacidade maior do que o normalmente utilizado.

Método do pistão

É um método simples que combina rapidez e eficiência com simplicidade de operação e baixo custo. O equipamento não é sofisticado.

Opera-se um pistão, dentro do poço, com movimentos de subida e descida provocando um fluxo e refluxo da água, segundo a direcção do aquífero. Este movimento origina o rearranjo dos grão em torno do filtro, melhorando a permeabilidade.

Método do jacto de água

Este método consiste em se lançar jactos de água a alta velocidade através dos furos dos filtros provocando um turbilhonamento nas paredes do poço, com remoção das partículas finas.

Geralmente é empregado com sucesso em furos perfurados com sonda rotativa ou com furos cujo aquífero contenha argila ou silte misturadas com o material arenoso.

2.2.13. Métodos químicos

São utilizados nos aquíferos pobres onde a baixa permeabilidade é devida à presença de argila ou silte disseminadas na matriz arenosa. Por outro lado a perfuração com sonda rotativa obriga à disseminação da lama de perfuração que colmata as paredes do poço e é de difícil remoção mecânica.

Neste caso usam-se os métodos mecânicos adicionando-se compostos químicos que actuam como dispersantes, desfloculando a argila existente no aquífero.

Os dispersantes mais utilizados são o hexa-metafosfato de sódio, tetra-pirofosfato de sódio, tri-polifosfato de sódio e o tanino comercial.

2.2.14. Medição de caudal

O dimensionamento correcto do equipamento de extracção de água de um poço só poderá ser bem dimensionado conhecendo-se o caudal e o nível dinâmico.

Os métodos utilizados para a medição do caudal de um poço são os seguintes:

a) recipiente de volume conhecido - cronometragem;

b) flutuadores

c) descarregadores

d) orifício circular - tubo de Pitot

e) descarga livre em tubo horizontal

f) medidor diferencial em cotovelo

a) recipiente de volume conhecido - cronometragem

Consiste em cronometrar-se o tempo de enchimento de um recipiente de volume conhecido (por ex: tambor de 200 l). O nível da água descarregada oscila muito especialmente para vazões superiores a 15 l/s, motivo porque se cometem erros na ordem de 15 % ou mais.

b) método do flutuador

Embora não dê muita precisão é praticado por não exigir equipamento.

Tem que se construir um canal de secção rectangular de inclinação tal que o escoamento seja laminar . O canal deve ser suficientemente longo e se possível revestido com plástico.

Solta-se o flutuador, a montante, registando o tempo e volta-se a registar o tempo quando ela passa na secção de jusante. A velocidade média encontrada deve multiplicar-se por 0,80.

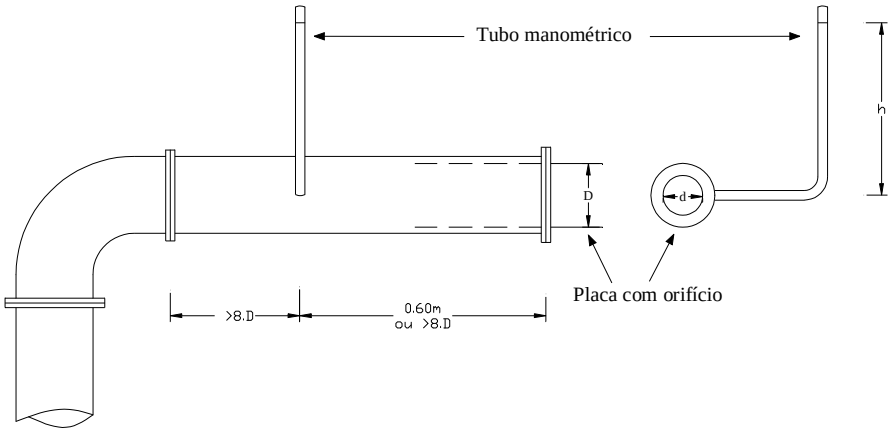
Pela equação da continuidade, $Q = U \cdot S$ fácilmente se determina o caudal.

c) descarregadores

Utilizam-se os descarregadores, já descritos neste curso. O mais difundido é o triangular com ângulo de 90º - Thomsom. Para vazões grandes utiliza-se o descarregador Cipolleti.

d) Orifício circular

Este Medidor é utilizado quando se deseja rigor na medição.



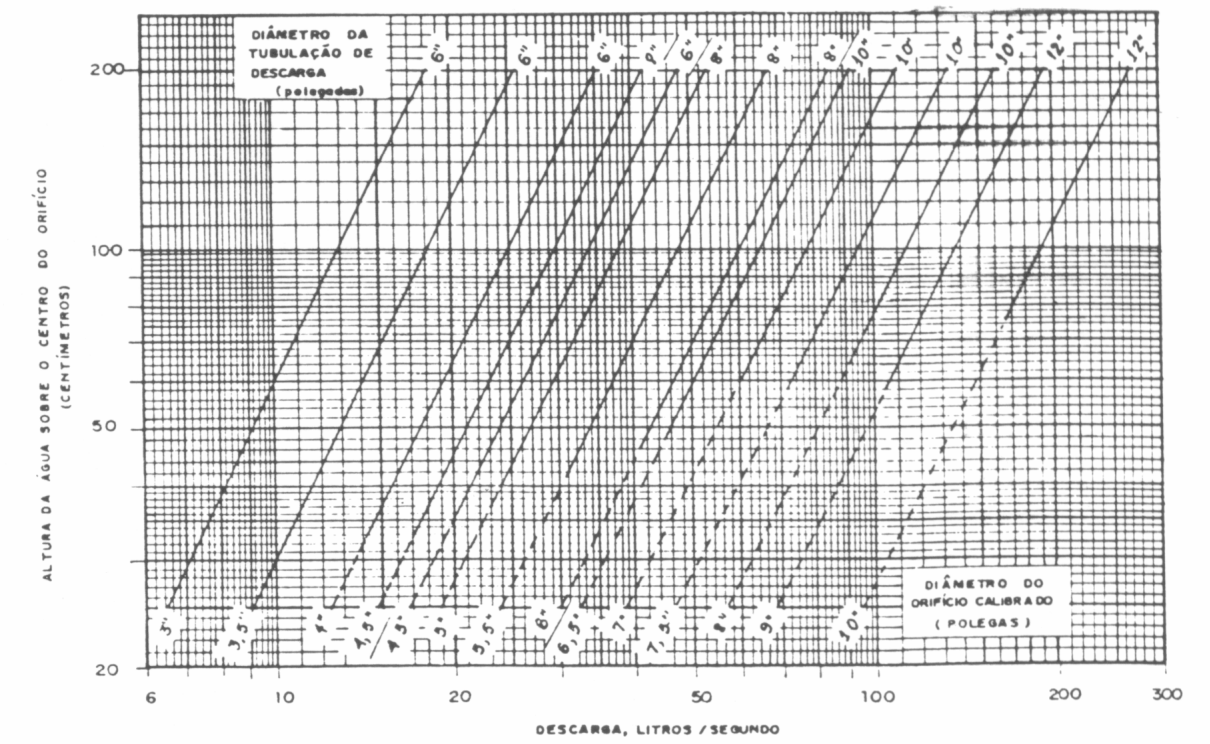


Figura 2.2.14.1 - Ábaco para o cálculo do caudal em orifício calibrado

Esta medição é feita da seguinte maneira:

1) O tubo de descarga deve apresentar um comprimento superior a 8 vezes o respectivo diâmetro.

2) Na boca do tubo de descarga adapta-se uma redução. Por exemplo no ábaco tem de 6" para 3", 8" para 5" etc.

3) A partir da redução e a uma distância mínima de 0,6D até 8D abre-se um furo de 1/4" (6,25 mm) e solda-se um pequeno tubo em L ao qual é acoplado um tubo de plástico transparente que tem que ficar vertical. Para facilitar as leituras prende-se uma escala graduada.

4) A água, ao passar pela redução, aumenta de velocidade o que se traduz num aumento de pressão que é lido directamente no tubo plástico devido à subida da água.

5) No ábaco estão calculados os caudais para diferentes cargas (h) e diferentes combinações de tubos de descarga e orifícios.

e) Descargas livre em tubo horizontal

Este método expedito fornece-nos uma razoável avaliação do caudal.

O método requer duas condições:

1) A tubagem tem que estar na horizontal

2) O tubo tem que estar totalmente cheio na descarga.

Necessita-se de um gabarito, tipo esquadro de pedreiro, devendo o ramo vertical possuir um comprimento de 30,5 cm.

Para medir a vazão basta ajustar o gabarito conforme, se indica no desenho, e ler o valor de x em cm.

Entrando no ábaco, consoante o diâmetro da tubagem da descarga, obtemos o valor do caudal.

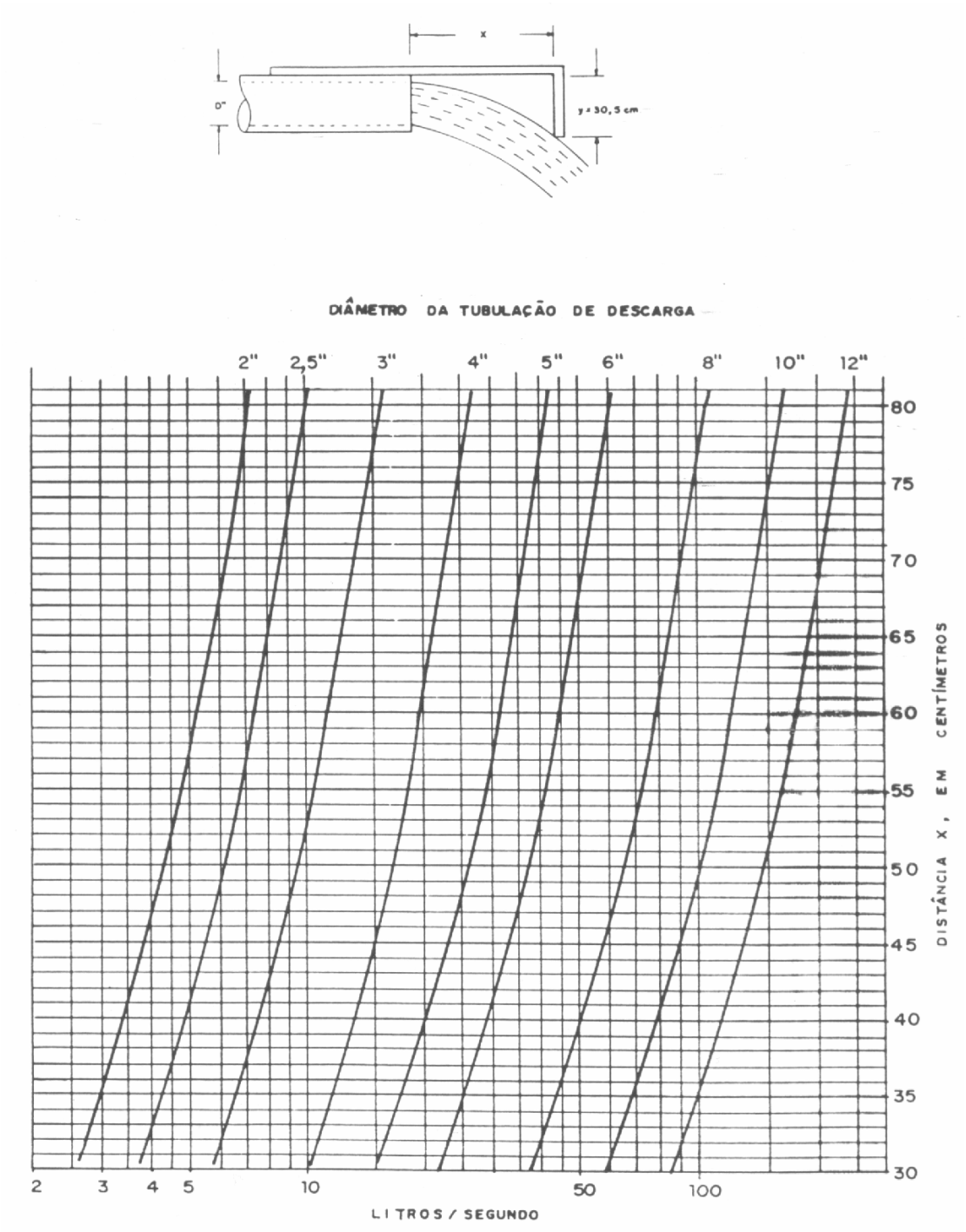


Figura 2.2.14.2 - Ábaco para o cálculo do caudal para descarga em tubo livre

f) Medidor diferencial em cotovelo

Neste medidor é aproveitada a diferença de pressão que se estabelece, numa curva, entre os pontos de maior e menor velocidade.

Num plano de 45º são instaladas duas tomadas de pressão. Não é conveniente utilizar cotovelos com rosca, pois é grande a diferença entre o diâmetro interno do cotovelo e o diâmetro interno dos tubos. Os cotovelos flangeados ou soldados são os melhores.

Para um bom regime de escoamento é conveniente que haja 25 D de tubo recto a montante e 10 D de tubo recto a jusante.

A expressão para o caudal é:

$$Q = k \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

sendo:

Q caudal (m3/s);

k constante tabelada;

h diferencial de pressão medido (m);

g 9.81 m/s^2

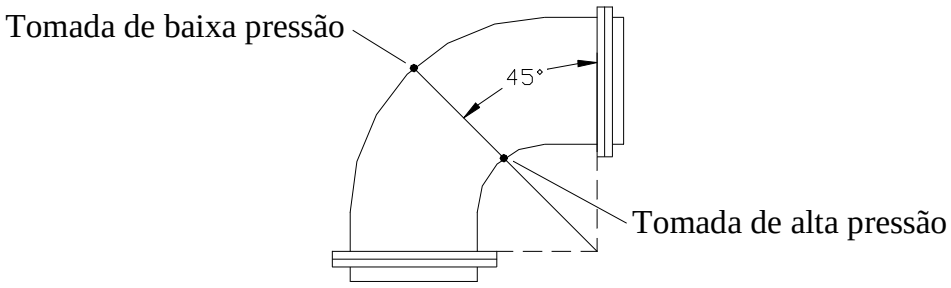


Figura 2.2.14.3 - Medidor diferencial em cotovelo

2.2.15. Teste de produtividade

Denomina-se produtividade o volume de água que um poço é capaz de fornecer durante 24 horas consecutivas sob área de influência de 1 km^2.

A medição do caudal não é suficiente para se saber qual o rendimento de um poço. Não basta no teste de medição chegar-se a um caudal final e ao respectivo nível dinâmico mais ou menos estabilizado. É necessário fazerem-se dois tipos de testes:

Testes de aquífero

Testes de produtividade

O teste do aquífero é feito mantendo-se uma bombagem prolongada, se possível com caudal constante, observando o rebaixamento através de piezómetros convenientemente localizados. A sua finalidade é achar as características hidrológicas do aquífero, isto é:

Coeficiente de transmissibilidade T;

Coeficiente de permeabilidade K;

Coeficiente de armazenamento S.

Este último define-se pelo volume de água que entra ou sai do aquífero por unidade de área horizontal e por variação unitária do nível piezométrico.

O teste de produção consiste em uma bombagem continua em 3 ou 4 etapas de caudal, mantendo-se este constante em cada etapa. Isto destina-se a determinar as características do poço:

Características construtivas

Caudal de extracção óptimo e recomendável

Com estes dois tipos de teste pode-se projectar uma bateria de furos segundo critérios técnicos que avaliam os efeitos de interferência entre furos numa dada área.

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPÍTULO III

CONDUTOS PRESSURIZADOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Eng. Teixeira da Costa
Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

3. Condutos sob pressão....1
3.1 Linha de carga....1
3.2. Perfis em relação à linha de carga....3
3.2.1. - 1ª Situação....3
3.2.2. - 2ª Situação....4
3.2.3. - 3ª Situação....5
3.2.4. - 4ª Situação....6
3.2.5. - 5ª Situação....6
3.2.6. - 6ª Situação....7
3.2.7. - 7ª Situação....8
3.2.8. Sifões....8
3.3. Velocidade nas tubagens....14
3.4. Velocidade máxima na descarga livre....15
3.5. Transmissão da energia hidráulica numa tubagem....16
3.6. Curvas características de tubagens....17
3.7. Condutos equivalentes....19
3.7.1. Tubagens simples....19
3.7.2. Tubagens em serie....20
3.7.3. Tubagens em paralelo....21
3.8. Tubagens com caudal de percurso....22

Anexo A - Fórmulas para o cálculo da perda de carga....25
A.1. Fórmula de Darcy-Weisbach....25
A.2. Fórmula de Hazen-Williams....25
A.3. Fórmula de Manning-Strickler....25
A4. Fórmula de Scimemi - Ferro Dúctil....25
A.5. Fórmula de Scimemi - PVC e Polietileno....25
A.6. Fórmula de Hazen-Williams....26

3. Condutos sob pressão

3.1 Linha de carga

Linha de carga é o lugar geométrico dos pontos que representam a soma das três cargas: geométrica ou de posição, manométrica ou de pressão e de velocidade ou cinética.

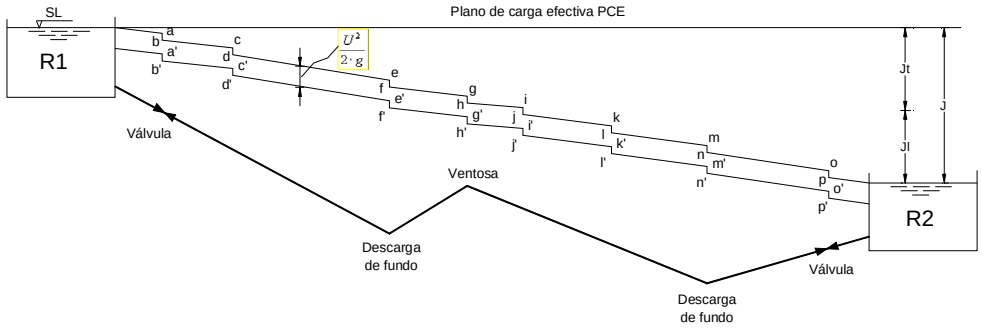


Figura 3.1.1 - Perfil

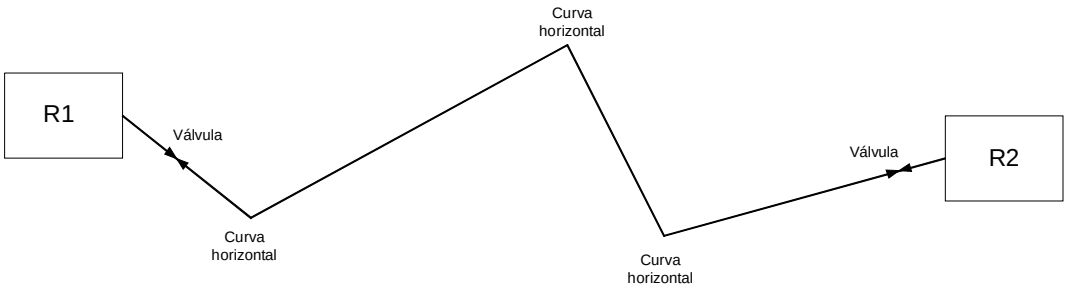


Figura 3.1.2 - Planta

A água escoa de R1 para R2 nos desenhos acima.

Em perfil existem três perdas de carga localizadas (1 ventosa e duas descargas de fundo). Em planta existem sete perdas de carga localizadas (2 válvulas, 3 curvas, uma entrada na tubagem e uma saída da tubagem).

Todas estas perdas de carga localizadas originam "degraus" na linha de carga efectiva (linha que liga a SL de R1 à SL de R2).

A linha quebrada b'd'f'h'j'l'n'p' é a linha piezométrica (soma da energia potencial com a energia de pressão:

$$z + \frac{p}{\gamma}$$

Em adutoras de grande diâmetro ou extensão as perdas de carga localizadas são irrelevantes e costumam desprezar-se. Quando a velocidade é pequena, o que normalmente sucede em adutoras de água costuma desprezar-se o valor de $\frac{U^2}{2 \cdot g}$.

A perda de carga total J , é a soma de:

$$J = J_t + J_L$$

J_t perda de carga na tubagem, $J_t = j \cdot L$;

L comprimento da tubagem, não reduzido ao horizonte;

j perda de carga unitária obtida através das fórmulas de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach ou outras;

J_L soma das perdas de carga localizadas.

Na prática adopta-se o método dos comprimentos virtuais o que significa que se "adicionam ficticiamente" mais metros à tubagem. A perda de carga passa a calcular-se apenas considerando um cumprimento fictício:

$$L' = L + \sum l_a$$

(sendo l_a o comprimento virtual de cada acessório) que é multiplicado pela perda de carga unitária j:

$$J = L' \cdot j$$

Quando o diâmetro é constante a inclinação da linha de carga efectiva é também constante.

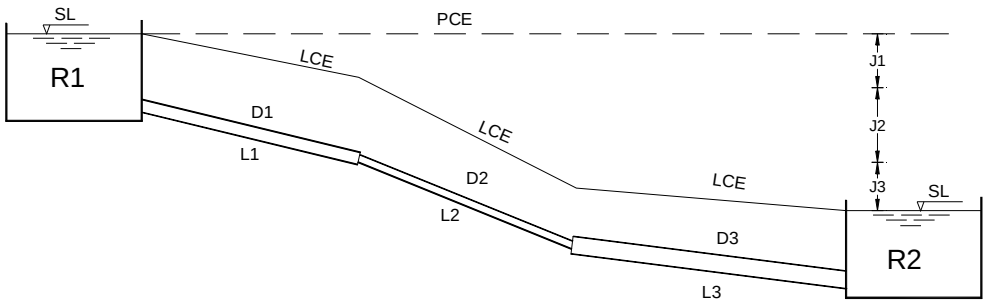


Figura 3.1.3

$J = J_1 + J_2 + J_3$

J_1 perda de carga correspondente ao troço de diâmetro D_1 e L_1;

J_2 perda de carga correspondente ao troço de diâmetro D_2 e L_2;

J_3 perda de carga correspondente ao troço de diâmetro D_3 e L_3.

$J_2 > J_1 > J_3 => D_2 < D_1 < D_3$

3.2. Perfis em relação à linha de carga

3.2.1. - 1ª Situação

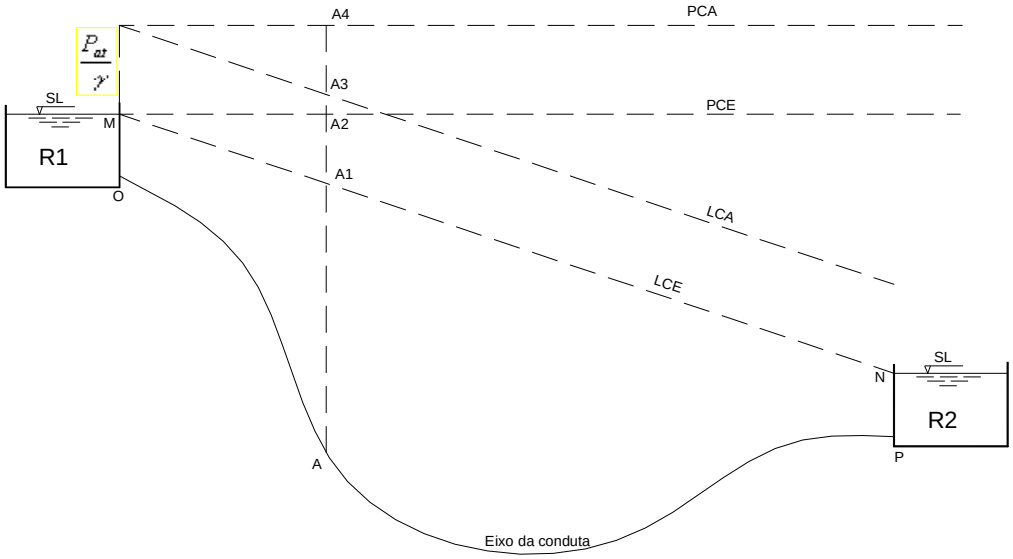


Figura 3.2.1.1

PCA plano de carga absoluta;

PCE plano de carga efectiva;

LCA linha de carga absoluta;

LCE linha de carga efectiva;

AA_1 carga dinâmica efectiva;

AA_2 carga estática efectiva;

AA_3 carga dinâmica absoluta

AA_4 carga estática absoluta

Na figura atrás, a tubagem OP está totalmente abaixo da LCE. Em todos os seus pontos $\frac{p}{\gamma} > 0$, Num piezómetro instalado em A, a água sobe até A_1, o escoamento é normal e o caudal calculado flui com garantia e é constante.

Em qualquer ponto a água sobe em piezómetros até atingir LCE, com a água em movimento.

Esta situação tem que ser preferencial na elaboração de projectos.

3.2.2. - 2ª Situação

A tubagem acompanha a LCE

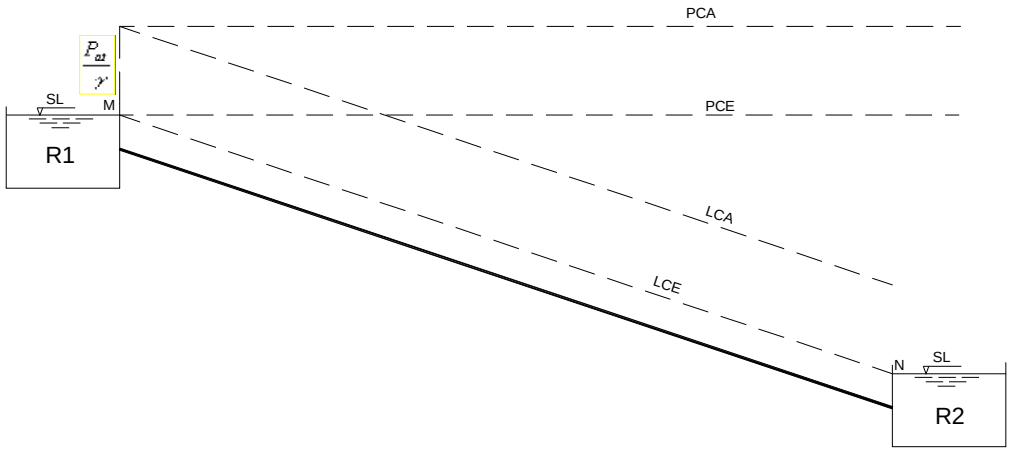


Figura 3.2.2.2

Em qualquer ponto $\frac{p}{\gamma}$ = 0. A água não sobe nos piezómetros instalados em qualquer ponto da conduta. O funcionamento é o de conduto livre. Na geratriz superior do tubo a pressão é a atmosférica.

3.2.3. - 3ª Situação

Um troço acima da LCE

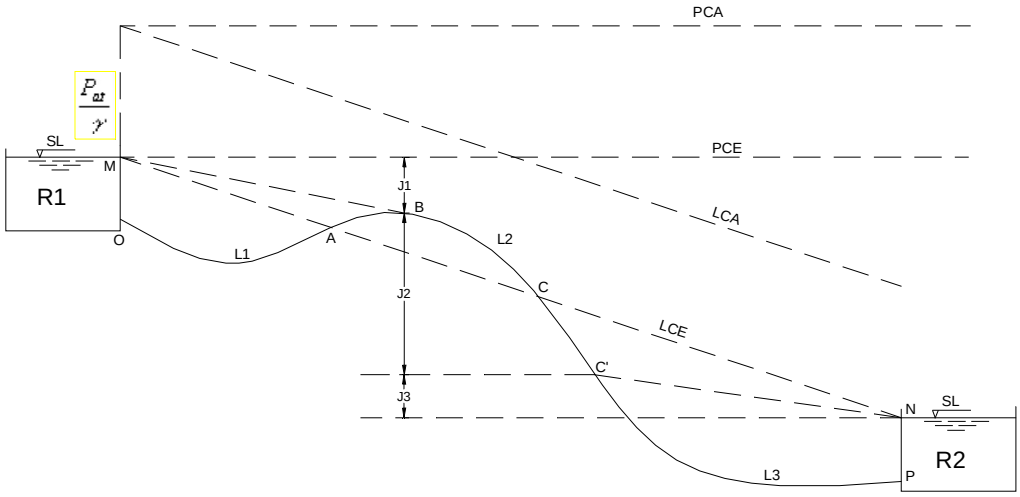


Figura 3.2.3.1

O troço ABC está acima da LCE, mas abaixo da LCA. Neste troço $\frac{p}{\gamma} < 0$. Ou seja é inferior à Pat (pressão atmosférica). A depressão em ABC origina o desprendimento do ar em dissolução na água e a formação de vapor. A mistura do vapor com o ar vai acumular-se no ponto mais alto B, formando uma bolsa de ar e vapor. A bolsa gasosa tende a crescer até que a pressão no tubo seja igual à Pat. Á medida que ela cresce o caudal vai diminuindo até se estabelecer um equilíbrio. A partir deste equilíbrio o troço OAB de comprimento L_1, funcionará cheio com o caudal Q_1 e perda de carga $J_1 = j_1 \cdot L_1$, sendo MB a linha de carga correspondente.

A partir de *B* a água circulará à Pat, no troço de comprimento L_2, não enchendo a tubagem até *C'* que se obtém traçando *C'N* paralelo a *MB*.

No troço *C'P* de comprimento L_3 o conduto voltará a funcionar completamente cheio com caudal Q_1 e perda de carga $J_3 = j_3 \cdot L_3$.

Quando a tubagem está enterrada, que é o caso mais frequente, e a pressão em B é inferior à atmosférica, pode ocorrer contaminação da água que flui no interior da conduta, através de defeitos nas juntas ou na tubagem, sem que sejam detectados.

Quando sucede um caso destes costuma adoptar-se a seguinte solução: divide-se a conduta em dois troços *OAB* de comprimento L_1, e perda de carga $J_1 = j_1 \cdot L_1$, e BCP de

comprimento L_2+L_3 e perda total J_2+J_3. A linha de carga do primeiro troço é MB e a do seguinte será BN.

Como as perdas de carga em cada troço são diferentes, os diâmetros serão também diferentes e eles serão ligados por um acessório (peça de redução). Em B será montada uma ventosa de duplo efeito.

3.2.4. - 4ª Situação

A tubagem corta a LCA mas fica abaixo do PCE. Esta situação é pior do que a anterior. O caudal não é constante.

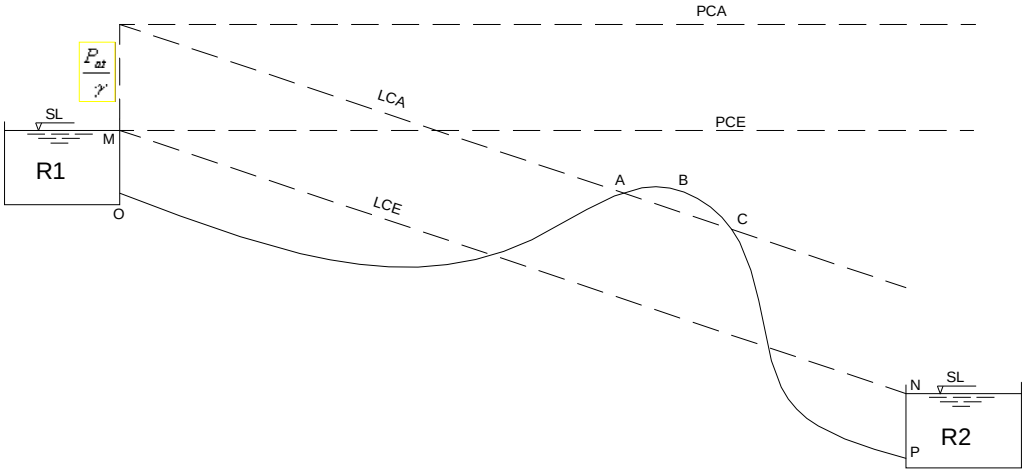


Figura 3.2.4.1

Há necessidade de colocar uma caixa de passagem no ponto B.

3.2.5. - 5ª Situação

A tubagem tem o troço ABC acima do LCE e do PCE, mas abaixo da LCA.

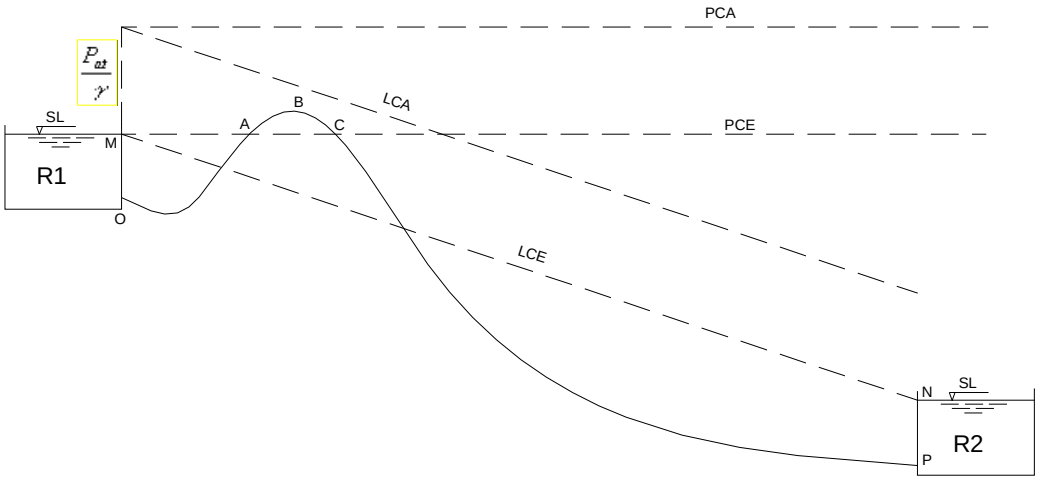


Figura 3.2.5.1

O escoamento só será possível se a conduta for escorvada e passa a funcionar como sifão.

No troço ABC verifica-se uma depressão e o funcionamento é muito deficiente.

3.2.6. - 6ª Situação

O troço ABC situa-se acima da LCA mas abaixo do PCA.

É um sifão funcionando nas piores condições.

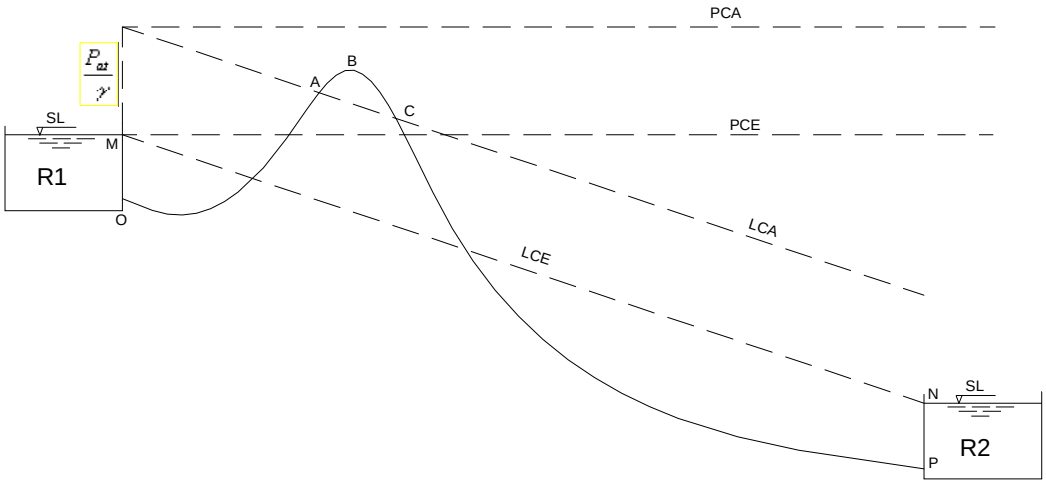


Figura 3.2.6.1

3.2.7. - 7ª Situação

O troço ABC está acima do PCA.

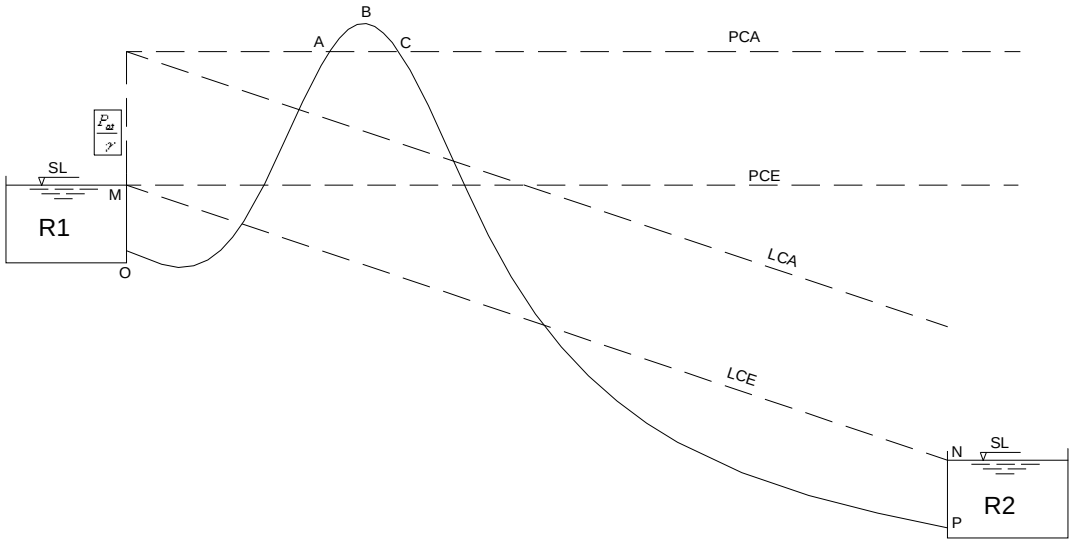


Figura 3.2.7.1

Não é viável o escoamento por gravidade.

Há necessidade de instalar um sistema elevatório que possa aduzir a água até ao ponto B. Deste ponto até P o escoamento far-se-á por gravidade.

3.2.8. Sifões

Sifões são tubagens, parcialmente forçadas, situadas acima do PCE (ver 5ª situação).

Um sifão, para funcionar, deve estar inicialmente cheio de liquido. Depois de cheio (escorvado) o liquido escoa-se devido ao desnível H_1, entre o NA (constante) e o nível de saída NS.

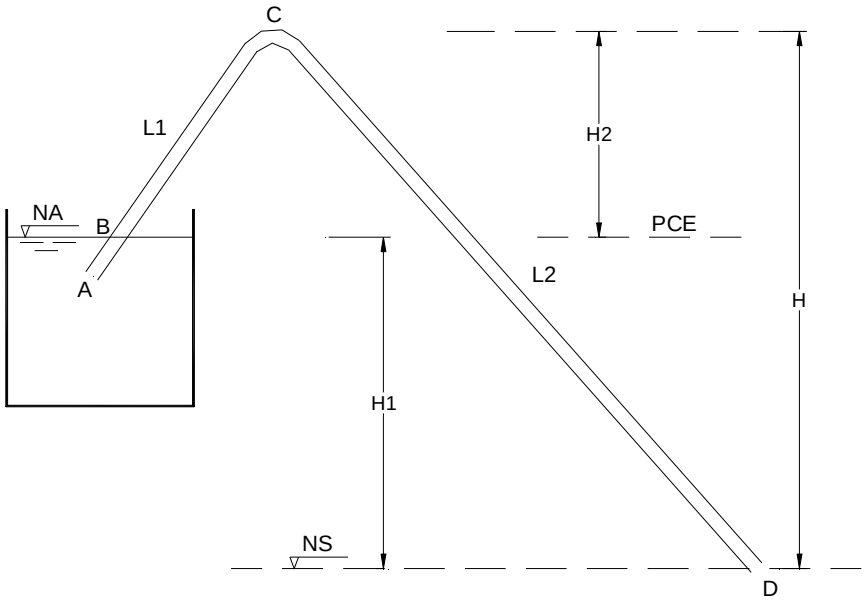


Figura 3.2.8.1

O ponto A é a entrada do sifão, ou boca do sifão, e o ponto *D* é a saída do sifão. O ponto *C* no eixo da tubagem é o vértice do sifão, denominando-se coroamento a parte superior de *C* e crista a parte inferior de *C*.

O trecho *AC* de comprimento L_1 é o ramo ascendente e o trecho *CD* de comprimento L_2 é o ramo descendente. O comprimento total *L* é a soma $L_1 + L_2$.

O ponto *B*, dentro da tubagem, situa-se na superfície livre da água e está sujeito à P_{at}.

Para que um sifão funcione não basta que o ponto D esteja abaixo de B e que esteja escorvado.

São necessárias três condições que se estabelecem através das equações de Bernoulli.

1ª Condição:

Consideram-se os pontos inicial B e final D:

$$z_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{U_B^2}{2 \cdot g} = z_D + \frac{P_D}{\gamma} + \frac{U_D^2}{2 \cdot g} + J$$

Pela fórmula de Darcy-Weisbach

$$J = \sum k \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g} + \frac{f \cdot L}{D} \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

$P_B = P_D = P_{at}$

$U_B = U_D$, se D for constante

$$H_1 + 0 + 0 = 0 + 0 + \frac{U^2}{2 \cdot g} + J \qquad (1)$$

$$2 \cdot g \cdot H_1 = U^2 + 2 \cdot g \cdot J$$

$$U = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 + J)}$$

Se na equação (1) substituirmos J pelo seu valor, obtem-se:

$$H_1 = \frac{U^2}{2 \cdot g} + \left(\sum k + \frac{f \cdot L}{D} \right) \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

$$H_1 = \frac{U^2}{2 \cdot g} \cdot \left(1 + \sum k + \frac{f \cdot L}{D} \right)$$

$$2 \cdot g \cdot H_1 = \left(1 + \sum k + \frac{f \cdot L}{D} \right) \cdot U^2$$

$$U = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H_1}{1 + \sum k + \frac{f \cdot L}{D}}}$$

Sendo *S* a secção da tubagem e fazendo:

$$R = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum k + \frac{f \cdot L}{D}}}$$

vem:

$$Q = R \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_1}$$

Na prática costuma adoptar-se 0,5 < R < 0,8. Como NA é constante a velocidade média tem de ser positiva e a saída tem de situar-se abaixo do PCE.

2ª Condição:

Entre B e C:

$$z_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{U_B^2}{2 \cdot g} = z_c + \frac{P_C}{\gamma} + \frac{U_C^2}{2 \cdot g} + J_1$$

As perdas de carga no ramo ascendente são dadas por:

$$J_1 = \left(\sum k + \frac{f \cdot L_1}{D} \right) \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

$$H_1 + \frac{P_{at}}{\gamma} + 0 = \left(H_1 + H_2\right) + \frac{P_C}{\gamma} + \frac{U^2}{2 \cdot g} + J_1$$

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = H_2 + \frac{P_C}{\gamma} + \frac{U^2}{2 \cdot g} + J_1$$

$$\frac{U^2}{2 \cdot g} = \frac{P_{at}}{\gamma} - \left(H_2 + \frac{P_C}{\gamma} + J_1 \right)$$

e para que U > 0, tem que ser:

$$\frac{P_{at}}{\gamma} > \left(H_2 + \frac{P_C}{\gamma} + J_1 \right)$$

ou seja:

$$H_2 < \frac{P_{at}}{\gamma} - \left(\frac{P_C}{\gamma} + J_1 \right)$$

donde se conclui que a cota do vértice H2, acima do PCE, deve ser sempre inferior à altura da pressão atmosférica local. Quanto maiores forem as perdas de carga, no ramo ascendente, menor será H2 em relação a $\frac{P_{at}}{\gamma}$.

Quando a pressão no vértice $\frac{P_C}{\gamma}$ se anular temos:

$$H_2 < \frac{P_{at}}{\gamma} - J_1$$

que é o máximo valor teórico de H_2, consideradas as perdas de carga J_1.

Na prática deve considerar-se para valor máximo de H2 a altura de 6 m.c.a. ao nível do mar porque com esta altura a pressão no vértice já atinge valores baixos que provocam o aparecimento de ar dissolvido e a formação de vapores que se acumulam na

parte superior da tubagem dificultando o seu funcionamento. Deve também considerar-se:

$$\frac{P_C}{\gamma} = \frac{P_v}{\gamma}$$

sendo:

P_v pressão do vapor liquido à temperatura considerada

3ª Condição:

Consideram-se os pontos *C* (vértice do sifão) e o ponto *D* (saída do sifão).

$$z_C + \frac{P_C}{\gamma} + \frac{U_C^2}{2 \cdot g} = z_D + \frac{P_D}{\gamma} + \frac{U_D^2}{2 \cdot g} + J_2$$

$$J_2 = \left(\sum k + \frac{f \cdot L_2}{D} \right) \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

$$H + \frac{P_C}{\gamma} + \frac{U^2}{2 \cdot g} = 0 + \frac{P_{at}}{\gamma} + \frac{U^2}{2 \cdot g} + J_2$$

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = H + \frac{P_C}{\gamma} - J_2$$

que nos faz afirmar que o ramo descendente tem um comprimento limite. Se este ramo se prolongasse indefinidamente, as perdas de carga atingiriam valores que tornariam a expressão:

$$H + \frac{P_C}{\gamma} - J_2$$

negativa, o que é uma situação impossível.

A equação:

$$U = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 - J)}$$

leva-nos a supor que aumentando H_1, a velocidade cresce e com ela o caudal. Mas esta situação não é sustentável porque a equação:

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = H + \frac{P_C}{\gamma} - J_2$$

estabelece o limite de H e consequentemente de H_1.

Sifões invertidos

Impropriamente designados por sifões as tubagens entre dois reservatórios, situando-se o reservatório de jusante em cota mais baixa do que o reservatório de montante. É um caso já visto.

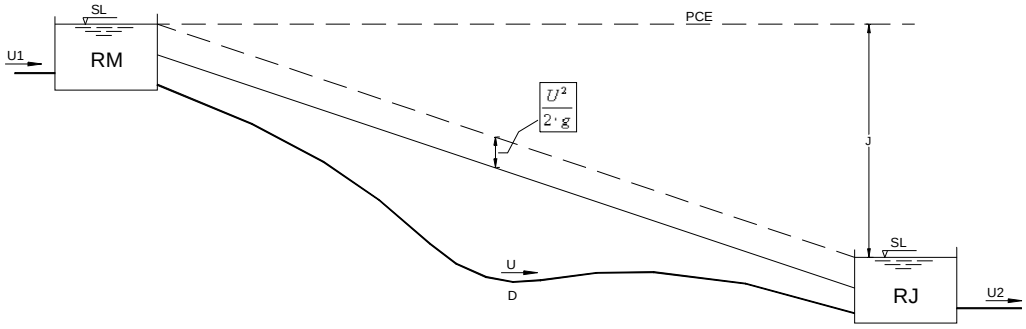


Figura 3.2.8.2

O sifão invertido é muito usado em canais, quando há necessidade de transpor uma estrada e não é possível fazer-se uma ponte canal.

Um outro tipo, também impropriamente chamado de sifão, é o "pescoço de cavalo".

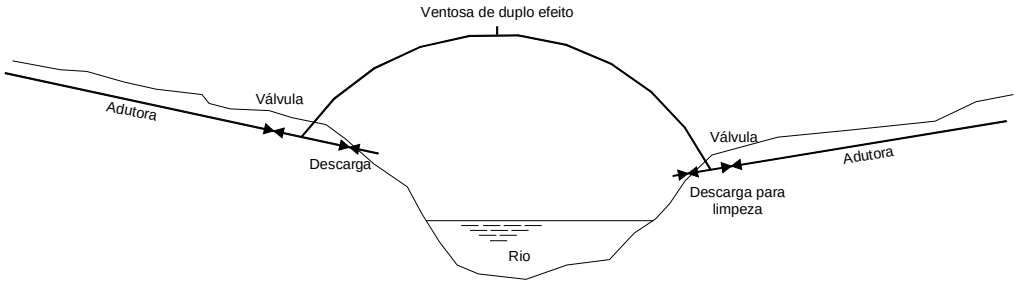


Figura 3.2.8.3

Usa-se o "pescoço de cavalo" quando uma adutora de água tratada atravessa um rio contaminado ou poluído, ao invés de sifão invertido.

Neste caso a adutora está pressurizada pelo que não é necessário haver preocupação com as cotas.

Infelizmente a tendência mundial é no sentido de cada vez haver mais poluição das linhas de água, o que leva à adopção deste tipo de travessia.

Este tipo de travessia, além de evitar contaminações, não prejudica o fluxo de cheias do rio.

3.3. Velocidade nas tubagens

Pela formula da equação da continuidade:

$$Q = U \cdot S$$

vemos que o caudal aumenta com a velocidade e com o diâmetro da tubagem.

Pelas formulas usuais verifica-se que a perda de carga aumenta com a velocidade. A adopção da velocidades elevadas só é interessante sob o ponto de vista económico mas as condições técnicas não o permitem porque provocam ruídos, vibrações, desgaste do material e sobrepressões elevadas no caso da ocorrência de golpes de aríete.

As velocidades baixas encarecem o custo das tubagens (maiores diâmetros) e contribuem para a deposição dos materiais finos existentes na água.

A experiência tem levado à adopção de valores práticos que conciliam a economia com o bom funcionamento.

Para águas com materiais finos em suspensão não convém que a velocidade seja inferior a 0.60 m/s.

Nas redes de distribuição de água utiliza-se a seguinte fórmula:

$$U_{max} = 0.6 + 1.5 \cdot D$$

sendo:

U_{max} velocidade máxima (m/s);

D diâmetro (m).

Nas instalações prediais a velocidade máxima não deve ultrapassar os 2.0 m/s.

Para as instalações elevatórias as velocidades médias situam-se entre 0.60 e 2.00 m/s.

As maiores velocidades permissíveis ocorrem nas tubagens forçadas das instalações hidroeléctricas (turbinas) onde chegam a atingir velocidades superiores a 7.0 m/s.

Para um pré-dimensionamento pode adoptar-se como velocidade média: $\overline{U}$ = 1.0 m/s nas tubagens de adução e distribuição de água.

3.4. Velocidade máxima na descarga livre

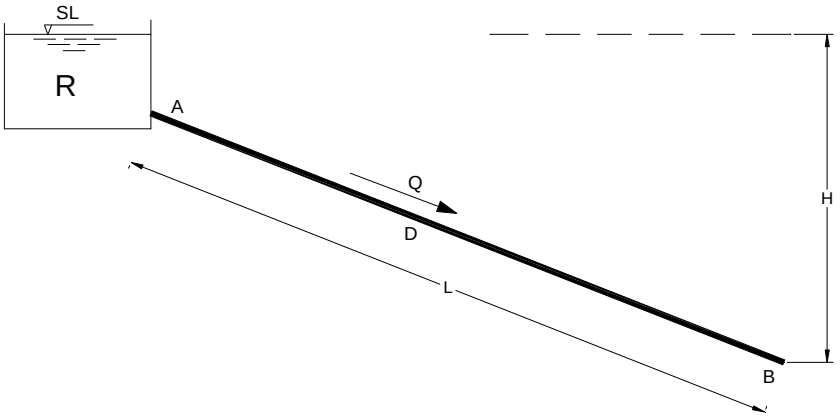


Figura 3.4.1

A água em R possui, relativamente ao ponto B, uma determinada energia potencial que se transforma em energia cinética logo que se estabelece o fluxo entre A e B.

Se o nível de água em R for constante na SL temos:

$$H + \frac{P_{at}}{\gamma} + \frac{U_0^2}{2 \cdot g} = \frac{P_a}{\gamma} + \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

$$U_0 = 0$$

$$U = \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

Se a água fosse un fluido perfeito a velocidade só dependeria de H e o movimento seria uniformemente acelerado, como em queda livre. As perdas de carga fazem com que a secção do tubo fique completamente cheia, e a velocidade é uniforme se H for constante.

Sendo a água um liquido real a LCE (não considerando as perdas de carga localizadas) coincide com a linha piezométrica efectiva e o cálculo é feito pelas seguintes equações:

$$Q = U \cdot S$$

$$J = \beta \cdot \frac{Q^n}{D^m} \cdot L$$

3.5. Transmissão da energia hidráulica numa tubagem

As tubagens nas instalações hidroeléctricas (denominadas condutas forçadas) alimentam as turbinas e fazem transmissão de energia.

Estas tubagens partem de um reservatório e terminam num local (turbinas Pelton) ou numa entrada adequada às turbinas de acção (FRANCIS, KAPLAN).

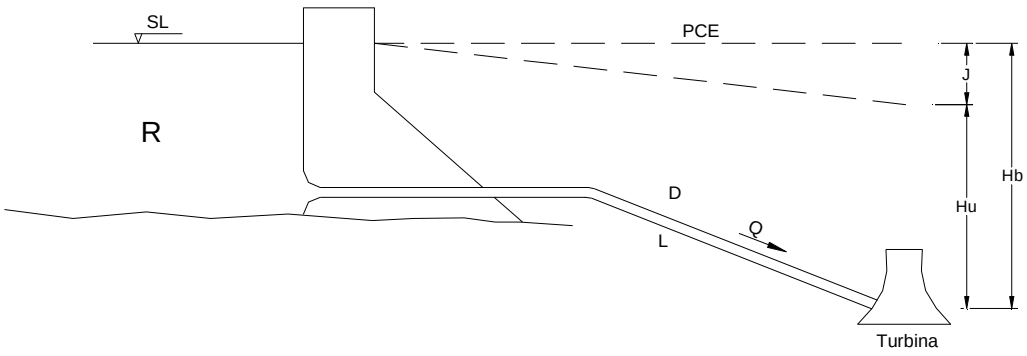


Figura 3.5.1

H_b altura bruta, $H_b = H_u - J$;

H_u queda útil;

J perdas de carga.

O rendimento da tubagem á dado por:

$$r = \frac{H_u}{H_b} = \frac{H_b - J}{H_b} = 1 - \frac{J}{H_b}$$

As perdas de carga diminuem quando aumenta o diâmetro e pela equação acima vê-se que aumenta também o rendimento.

Mas o aumento do diâmetro sofre limitações de origem económica.

Para cada instalação a potência útil gerada é:

$$P_u = \gamma \cdot Q \cdot H_u \cdot \eta$$

sendo:

P_u	potência útil (kW);
γ	peso volúmico, $\gamma = \rho \cdot g$ (kN/m^3);
Q	caudal (m^3/s);
H_u	queda útil (m);
η	rendimento global, menor do que 1 (adimensional);

As perdas de carga são calculadas pela fórmula de Darcy-Weisbach com determinação rigorosa do factor de resistência *f*.

A potência útil aumenta com o caudal mas aumentam também as perdas de carga.

Existem formulas para o calculo do diâmetro económico.

Em primeira aproximação é muito conhecida a formula de Bondschu:

$$D^7 = 5.2 \cdot \frac{Q^3}{H'}$$

em que H' é a soma da queda bruta acrescida da carga devida ao golpe de aríete.

3.6. Curvas características de tubagens

Curva característica é a representação gráfica da perda de carga *J* em função do caudal *Q*.

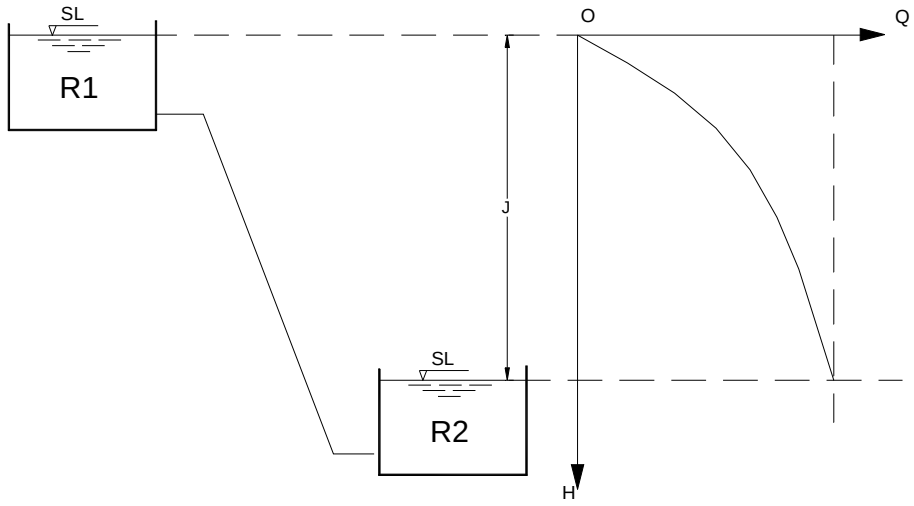


Figura 3.6.1

A diferença de nível entre R_1 e R_2 corresponde à perda de carga total J (soma da perda de carga na tubagem com as perdas de carga singulares).

A cada valor de Q (em m^3/s ou m^3/h) corresponde um único valor de J ou H. Há uma correspondência biunívoca entre os valores de Q e J cuja representação gráfica é a curva característica da tubagem.

A perda de carga na tubagem *MN* está ligada ao comprimento L, diâmetro D e factor de resistência f.

$$H = 0.0827 \cdot f \cdot \frac{Q^2}{D^5} \cdot L$$

$$H = J$$

se fizermos:

$$r = \frac{0.0827 \cdot f \cdot L}{D^5}$$

temos:

$$H = r \cdot Q^2$$

que é a equação da curva característica de uma adutora com D, f e L conhecidos e que têm de ser constantes.

3.7. Condutos equivalentes

Um conduto é equivalente a outro quando transporta o mesmo caudal sob igual perda de carga.

Pode aparecer o caso de um conduto equivalente a outro ou o caso de um conduto equivalente a outros. Nestes casos tem que se determinar a perda de carga em uma tubagem ou um conjunto de tubagens que apresentam diâmetros, comprimentos e factores de resistência diferentes. Em tais casos é cómodo substituir-se o sistema complexo por uma unica tubagem.

3.7.1. Tubagens simples

- mesmo diâmetro , mas factores de resistência e comprimentos diferentes.

Usando a fórmula de Darcy-Weisbach

$$J = 0.0827 \cdot f_1 \cdot \frac{Q^2}{D^5} \cdot L_1$$

$$J = 0.0827 \cdot f_2 \cdot \frac{Q^2}{D^5} \cdot L_2$$

conclui-se que:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{f_2}{f_1}$$

- mesmo factor de resistência mas diâmetros e comprimentos diferentes

$$J = 0.0827 \cdot f \cdot \frac{Q^2}{D_1^5} \cdot L_1$$

$$J = 0.0827 \cdot f \cdot \frac{Q^2}{D_1^5} \cdot L_2$$

conclui-se que:

$$\frac{L_1}{L_2} = \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^5$$

Analogamente para a fórmula de Hazen-Williams, "mutatis, mutandis", ou outras.

3.7.2. Tubagens em serie

As tubagens em serie (condutos mistos) são formadas por troços com diâmetros diferentes.

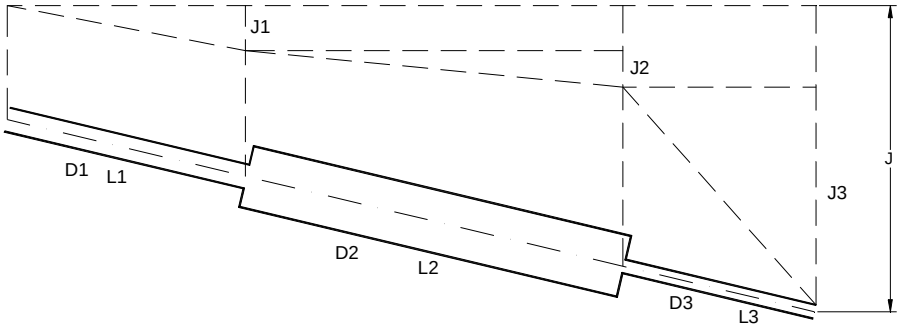


Figura 3.7.1

Pelos troços da tubagem flui o mesmo caudal *Q* e os comprimentos e os diâmetros podem ou não ser iguais.

J_1 é a perda de carga do troço D_1 L_1, J_2 é a perda de carga no troço D_2 L_2 e J_3 é a perda de carga no troço D_3 L_3.

A soma $J_1+J_2+J_3$ é a perda de carga total *J*.

Usando a formula de DW para cada troço:

$$J_1 = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_1^5} \cdot L_1$$

$$J_2 = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_2^5} \cdot L_2$$

$$J_3 = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_3^5} \cdot L_3$$

Os três troços podem ser substituídos por um conduto único, de comprimento L_e e diâmetro D_e que lhes sejam equivalentes.

$$J = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_e^5} \cdot L_e$$

como:

$$J = J_1 + J_2 + J_3$$

substituindo, vem:

$$\beta \cdot \frac{Q^2}{D_1^5} \cdot L_1 + \beta \cdot \frac{Q^2}{D_2^5} \cdot L_2 + \beta \cdot \frac{Q^2}{D_3^5} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_e^5} \cdot L_e$$

ou seja:

$$\frac{L_e}{D_e^5} = \frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} + \frac{L_3}{D_3^5}$$

conhecida como regra de Dupuit, válida apenas quando os factores de atrito (*f*, *C* ou *K*) são iguais.

Analogamente para outras formulas vale o mesmo raciocínio, para a formula de Hazen-Williams, obtem-se:

$$\frac{L_e}{D_e^{4.87}} = \frac{L_2}{D_2^{4.87}} + \frac{L_2}{D_2^{4.87}} + \frac{L_2}{D_2^{4.87}}$$

3.7.3. Tubagens em paralelo

Estas tubagens são formadas por diversas condutas que têm em comum as extremidades inicial e final:

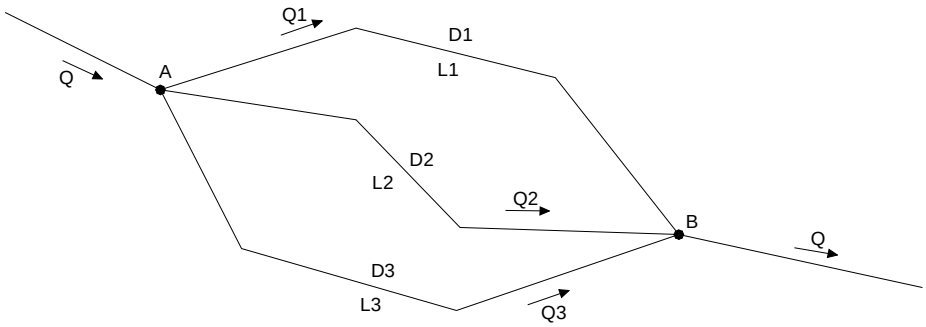


Figura 3.7.3.1

O caudal que entra em A, divide-se nas diversas tubagens de modo que no entroncamento final em B volta a ter o valor inicial.

É possível substituir vários condutos por um único, que lhe seja equivalente.

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

A perda de carga total J no intervalo AB é a mesma para cada um dos condutos.

$$J_1 = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_1^5} \cdot L_1 \qquad J_2 = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_2^5} \cdot L_2 \qquad J_3 = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_3^5} \cdot L_3$$

então:

$$J = \beta \cdot \frac{Q^2}{D_e^5} \cdot L_e$$

ou seja, há um conduto de diâmetro D_e e comprimento L_e que transporta o caudal Q sob a perda de carga J. Então :

$$Q_1 = \sqrt{\frac{J \cdot D_1^5}{\beta \cdot L_1}} \qquad Q_2 = \sqrt{\frac{J \cdot D_2^5}{\beta \cdot L_2}} \qquad Q_3 = \sqrt{\frac{J \cdot D_3^5}{\beta \cdot L_3}}$$

De um modo geral:

$$\sqrt{\frac{D_e^5}{L_e}} = \sqrt{\frac{D_1^5}{L_1}} + \sqrt{\frac{D_2^5}{L_2}} + \sqrt{\frac{D_3^5}{L_3}}$$

com *f, C* ou *K* iguais.

3.8. Tubagens com caudal de percurso

Seja uma tubagem com caudal de percurso *q* como indicado na figura 3.8.1

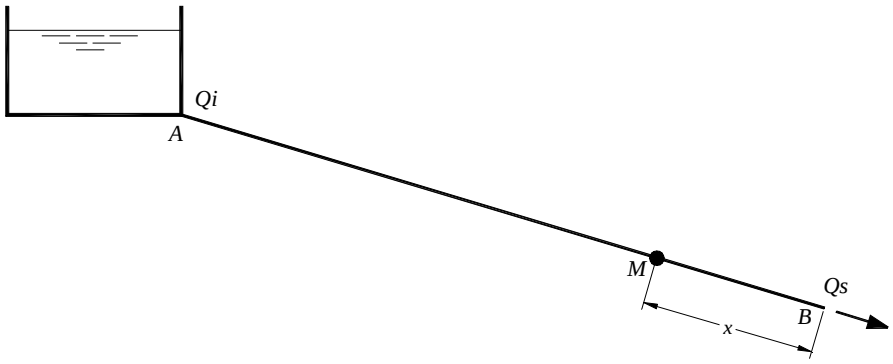


Figura 3.8.1 - Tubagem com caudal de percurso

O caudal de entrada é dado por:

$$Q_i = q \cdot L + Q_s$$

Num ponto *M* situado a uma distância de *B* o caudal é dado por:

$$Q_M = Q_s + q \cdot x$$

Utilizando a fórmula de Darcy-Weisbach para o cálculo da perda de carga :

$$J = \frac{0.0827 \cdot f \cdot Q^2 \cdot L}{D^5}$$

Substituindo o caudal no ponto *M* na expressão da perda de carga e considerando um troço com comprimento elementar ∂x no qual a perda de carga é constante, obtém-se:

$$\partial J = \frac{0.0827 \cdot f}{D^5} \cdot (Q_s + q \cdot x)^2 \cdot \partial x$$

Integrando em ordem ao comprimento, vem:

$$J = \frac{0.0827 \cdot f}{D^5} \cdot \int_0^L (Q_s + q \cdot x)^2 \cdot \partial x$$

$$J = \frac{0.0827 \cdot f}{D^5} \cdot \int_0^L \left(Q_s^2 + 2 \cdot q \cdot x \cdot Q_s + q^2 \cdot x^2\right) \cdot \partial x$$

$$J = \frac{0.0827 \cdot f}{D^5} \cdot \left(Q_s^2 \cdot L + Q_s \cdot q \cdot L^2 + \frac{q^2 \cdot L^3}{3} \right)$$

$$J = \frac{0.0827 \cdot f \cdot L}{D^5} \cdot \left[Q_s^2 + Q_s \cdot q \cdot L + \frac{q^2 \cdot L^2}{3} \right]$$

Designando o termo entre parêntesis da equação anterior por caudal fictício:

$$Q_f = Q_s^2 + Q_s \cdot q \cdot L + \frac{q^2 \cdot L^2}{3}$$

Geralmente considera-se:

$$Q_f = Q_s + 0.55 \cdot q \cdot L$$

ou ainda de uma forma mais simplificada:

$$Q_f = \frac{Q_i + Q_s}{2}$$

A equação:

$$J = \frac{0.0827 \cdot f \cdot L}{D^5} \cdot \left[Q_s^2 + Q_s \cdot q \cdot L + \frac{q^2 \cdot L^2}{3} \right]$$

mostra que a LCE de uma tubagem com caudal de percurso é uma parábola cubica.

Quando Q_s (caudal de saída) é nulo:

$$Q_i = q \cdot L$$

A perda de carga é:

$$J = \frac{0.0827 \cdot f \cdot L}{D^5} \cdot \frac{Q_i^2}{3}$$

ou seja, quando $Q_s = 0$ a perda de carga total é igual a um terço da que se verifica se o caudal inicial Q_i se mantivesse constante.

Anexo A - Fórmulas para o cálculo da perda de carga

A.1. Fórmula de Darcy-Weisbach

$$J = \frac{0.0827 \cdot f \cdot Q^2 \cdot L}{D^5}$$

sendo:

J (m)

f (adimensional)

Q (m^3/s)

L (m)

A.2. Fórmula de Hazen-Williams

$$J = \frac{10.643 \cdot Q^{1.85} \cdot L}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}}$$

A.3. Fórmula de Manning-Strickler

$$J = \frac{10.291 \cdot Q^2 \cdot L}{k^2 \cdot D^{5.3333}}$$

A4. Fórmula de Scimemi - Ferro Dúctil

$$J = \frac{0.00134 \cdot Q^{1.886} \cdot L}{D^{5.186}}$$

A.5. Fórmula de Scimemi - PVC e Polietileno

$$J = \frac{0.000692 \cdot Q^{1.785} \cdot L}{D^{4.801}}$$

A.6. Fórmula de Hazen-Williams

Valores de C

Tipo de tubo	**Idade**	**Diâmetro (mm)**	**C**
Ferro fundido s/revestimento	Novo	Até 100	118
		100 - 200	120
Aço sem revestimento		200 - 400	125
		400 - 600	130
	10 anos	Até 100	107
		100 - 200	110
		200 - 400	113
		400 - 600	115
	20 anos	Até 100	89
		100 - 200	93
		200 - 400	113
		400 - 600	100
	30 anos	Até 100	65
		100 - 200	75
		200 - 400	80
		400 - 600	85
Ferro dúctil	Novo ou	Até 100	120
Fibrocimento	usado	100 - 200	130
Betão pré-esforçado		200 - 400	135
		400 - 600	140
Aço revestido	Novo ou	500 - 1000	135
Betão pré-esforçado	usado	> 1000	140
PVC	Novo ou	Até 50	125
Polietileno	usado	50 - 100	135
		100 - 300	140

Quadro A.1

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPÍTULO IV

SISTEMAS ELEVATORIOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Eng. Teixeira da Costa
Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

4. Sistemas elevatórios 1
4.1. Partes componentes.....1
4.2. Potência do sistema elevatório.....3
4.3. Diâmetro económico num conjunto elevatório.....4

4. Sistemas elevatórios

4.1. Partes componentes

Um conjunto destinado a elevar água denomina-se sistema elevatório e compõe-se dos seguintes elementos:

- Tubagens de aspiração ou de sucção
- Conjunto moto-bomba
- Tubagem de compressão ou de elevação

A aspiração e a compressão funcionam em escoamento permanente e uniforme e são aplicáveis as equações da continuidade e de Bernoulli.

Na figura a seguir:

B bomba centrifuga de eixo horizontal;

M motor eléctrico;

R_1 poço de aspiração;

R_2 reservatório de chegada;

T_c tubagem de compressão;

T_s tubagem de aspiração;

H_g altura geométrica ou estática,
distância na vertical entre os dois NA's:

$$H_g = h_c + h_a$$

h_c altura de compressão, distância vertical entre o eixo da bomba e o NA de chegada. Pode ser positiva ou negativa;

h_c é positiva quando o NA estiver abaixo do eixo da bomba e negativa quando estiver acima do eixo da bomba;

h_a altura de aspiração, distância vertical entre o eixo da bomba e o NA da poço de aspiração. Pode ser positiva (poço de sucção abaixo da bomba) ou negativa (poço de sucção acima da bomba - afogada);

J_c perdas de carga na tubagem de compressão

H_c altura de compressão total ou altura dinâmica de compressão

$$H_c = h_c + J_c$$

J_a perdas de carga na tubagem de aspiração;

H_a altura de aspiração total ou altura dinâmica de aspiração;

$$H_a = h_a + J_a$$

L_c comprimento da tubagem de compressão;

L_a comprimento da tubagem de aspiração

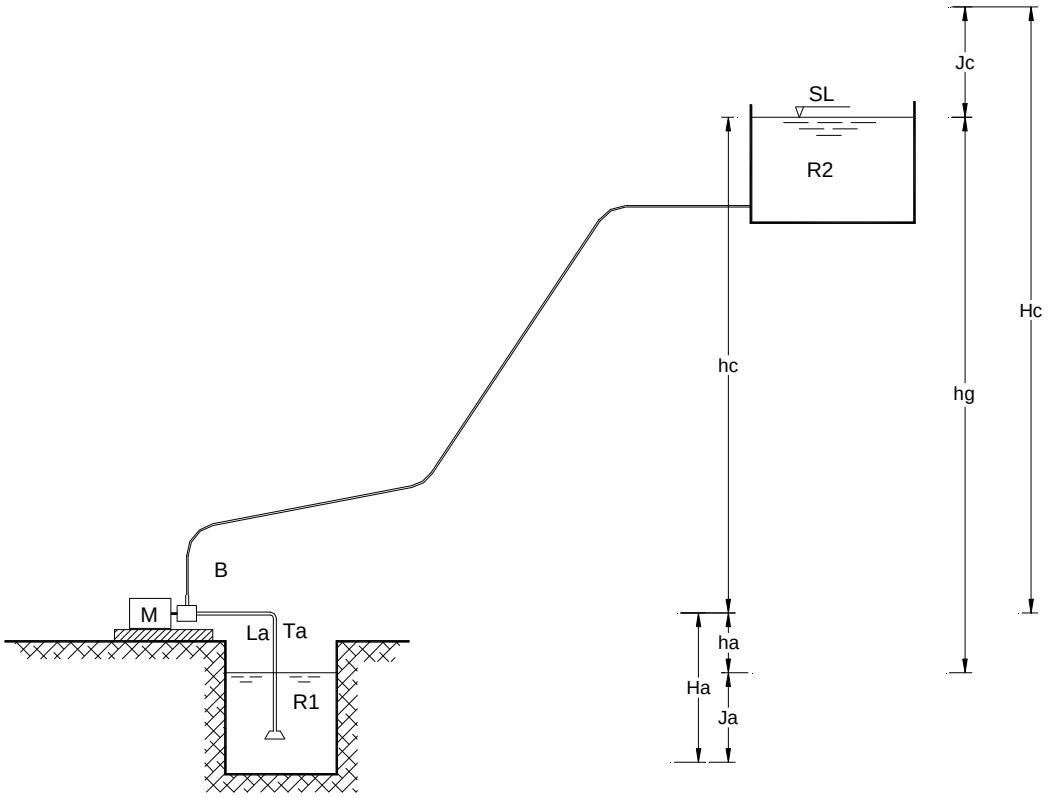


Figura 4.1.1

Quando o sistema estiver a operar verificam-se perdas de carga continuas nas tubagens e acidentais ou localizadas nos acessórios e válvulas.

$$J_c = j_c \cdot L_c + \sum k \cdot \frac{U_c^2}{2 \cdot g}$$

$$J_a = j_a \cdot L_a + \sum k \cdot \frac{U_a^2}{2 \cdot g}$$

ou pelos comprimentos virtuais

$$J_c = j_c \cdot L'_c \qquad J_a = j_a \cdot L'_a$$

Finalmente a altura manométrica do sistema elevatório é:

$$H_m = H_c + H_a$$

4.2. Potência do sistema elevatório

A altura manométrica Hm é a distancia vertical que a bomba deve vencer para elevar o caudal Q do reservatório R_1 para o reservatório R_2.

A potência necessária é fornecida por meios mecânicos e calcula-se pela equação:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{\eta}$$

sendo:

P potência total a fornecer ao conjunto elevatório em kW;

γ peso volúmico do liquido:

$\gamma = \rho \cdot g$

No caso da água a 15ºC:

ρ =1000 kg/m^3 ; g = 9.81 m/s^2 ; γ = 1,0 kN/m^3 ;

Q caudal a elevar em m^3/s;

H altura manométrica em m;

η rendimento total do conjunto, adimensional:

$\eta = \eta_b \cdot \eta_m$

em que:

μ_b rendimento da bomba, sempre menor do que 1;

μ_m rendimento do motor.

4.3. Diâmetro económico num conjunto elevatório

Observando a fórmula atrás, que nos dá a potência do conjunto elevatório, verifica-se que o dimensionamento de uma tubagem de compressão é hidraulicamente indeterminado.

Se a elevação for feita com velocidades baixas, origina diâmetros grandes, portanto custos elevados. Diâmetros menores originam velocidades mais altas, mas provocam grandes perdas de carga. Isto vê-se pelo gráfico mostrado abaixo.

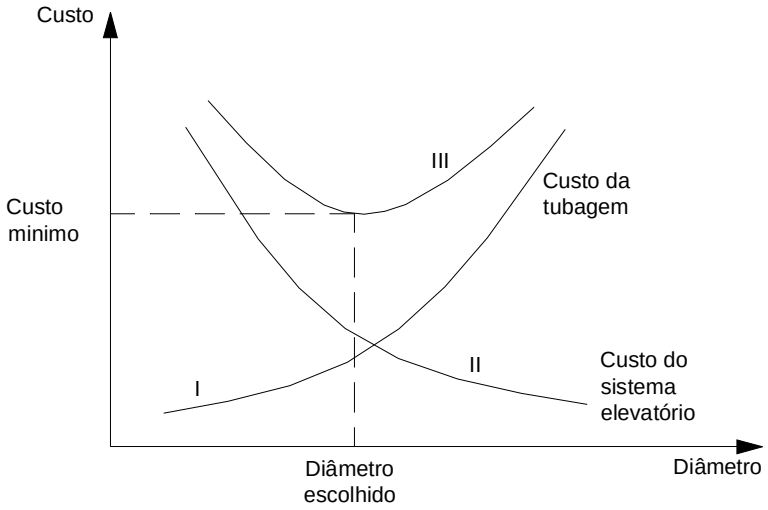


Figura 4.3.1

A curva III é a soma das curvas I e II e por ela se verifica que há um custo mínimo para um determinado diâmetro.

Existem várias fórmulas, baseadas em custos, para pré-dimensionar os diâmetros das tubagens.

A formula mais conhecida é a de BRESSE:

$$D = k \cdot \sqrt{Q}$$

sendo:

- D diâmetro em m;
- Q caudal a elevar em m3/s;
- k coeficiente que depende da velocidade.

k	**U (m/s)**
0,75	2,26
0,80	1,99
0,85	1,76
0,90	1,57
1,00	1,27
1,10	1,05
1,20	0,88
1,30	0,75
1,40	0,65

Quadro 11.3.1

Em essência, ao escolher-se o k, estamos a fixar a velocidade.

A velocidade média dos sistemas situa-se entre 0,6 e 2,4 m/s. A velocidade ideal situa-se em torno de 1,0 m/s com k = 1,3.

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPÍTULO IV

SISTEMAS ELEVATORIOS

ÁREA DEPARTAMENTAL DE ENGENHARIA CIVIL
NÚCLEO DE HIDRÁULICA E AMBIENTE
Eng. Teixeira da Costa
Eng. Rui Lança

FARO, 26 de Abril de 1999

ÍNDICE

4. Sistemas elevatórios 1
4.1. Partes componentes.....1
4.2. Potência do sistema elevatório.....3
4.3. Diâmetro económico num conjunto elevatório.....4

4. Sistemas elevatórios

4.1. Partes componentes

Um conjunto destinado a elevar água denomina-se sistema elevatório e compõe-se dos seguintes elementos:

- Tubagens de aspiração ou de sucção
- Conjunto moto-bomba
- Tubagem de compressão ou de elevação

A aspiração e a compressão funcionam em escoamento permanente e uniforme e são aplicáveis as equações da continuidade e de Bernoulli.

Na figura a seguir:

B bomba centrifuga de eixo horizontal;

M motor eléctrico;

R_1 poço de aspiração;

R_2 reservatório de chegada;

T_c tubagem de compressão;

T_s tubagem de aspiração;

H_g altura geométrica ou estática,
distância na vertical entre os dois NA's:

$$H_g = h_c + h_a$$

h_c altura de compressão, distância vertical entre o eixo da bomba e o NA de chegada. Pode ser positiva ou negativa;

h_c é positiva quando o NA estiver abaixo do eixo da bomba e negativa quando estiver acima do eixo da bomba;

h_a altura de aspiração, distância vertical entre o eixo da bomba e o NA da poço de aspiração. Pode ser positiva (poço de sucção abaixo da bomba) ou negativa (poço de sucção acima da bomba - afogada);

J_c perdas de carga na tubagem de compressão

H_c altura de compressão total ou altura dinâmica de compressão

$$H_c = h_c + J_c$$

J_a perdas de carga na tubagem de aspiração;

H_a altura de aspiração total ou altura dinâmica de aspiração;

$$H_a = h_a + J_a$$

L_c comprimento da tubagem de compressão;

L_a comprimento da tubagem de aspiração

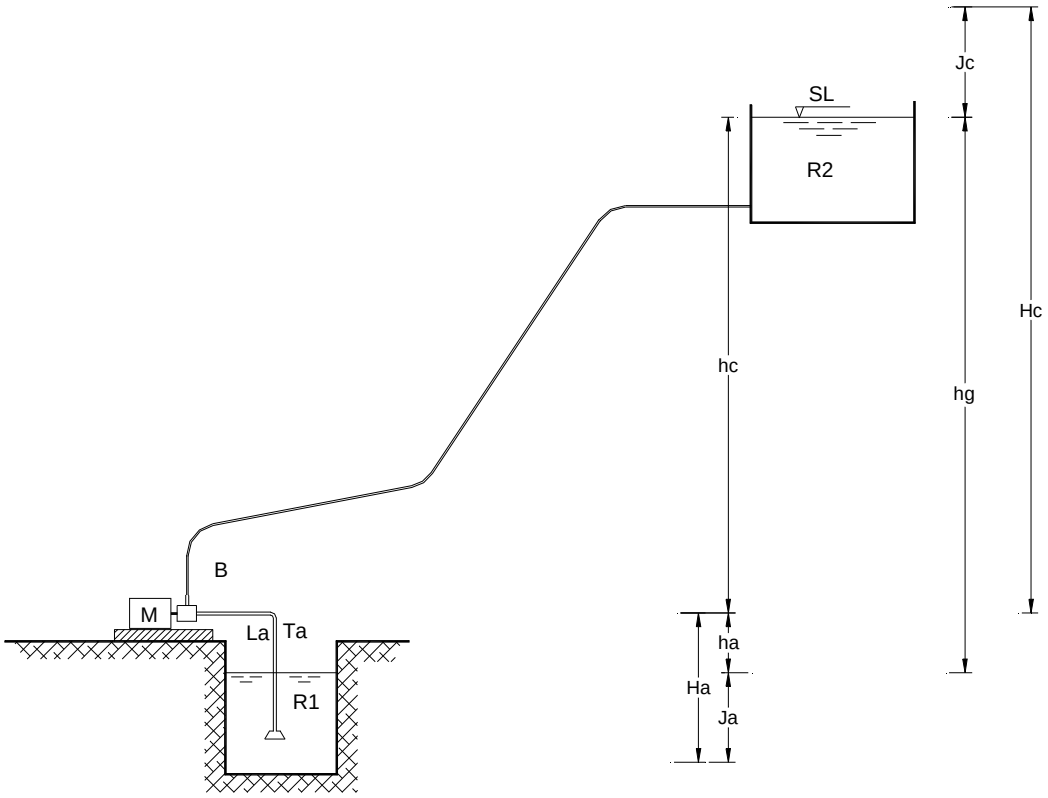


Figura 4.1.1

Quando o sistema estiver a operar verificam-se perdas de carga continuas nas tubagens e acidentais ou localizadas nos acessórios e válvulas.

$$J_c = j_c \cdot L_c + \sum k \cdot \frac{U_c^2}{2 \cdot g}$$

$$J_a = j_a \cdot L_a + \sum k \cdot \frac{U_a^2}{2 \cdot g}$$

ou pelos comprimentos virtuais

$$J_c = j_c \cdot L'_c \qquad J_a = j_a \cdot L'_a$$

Finalmente a altura manométrica do sistema elevatório é:

$$H_m = H_c + H_a$$

4.2. Potência do sistema elevatório

A altura manométrica Hm é a distancia vertical que a bomba deve vencer para elevar o caudal Q do reservatório R_1 para o reservatório R_2.

A potência necessária é fornecida por meios mecânicos e calcula-se pela equação:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{\eta}$$

sendo:

P potência total a fornecer ao conjunto elevatório em kW;

γ peso volúmico do liquido:

$\gamma = \rho \cdot g$

No caso da água a 15ºC:

ρ =1000 kg/m^3 ; g = 9.81 m/s^2 ; γ = 1,0 kN/m^3 ;

Q caudal a elevar em m^3/s;

H altura manométrica em m;

η rendimento total do conjunto, adimensional:

$\eta = \eta_b \cdot \eta_m$

em que:

μ_b rendimento da bomba, sempre menor do que 1;

μ_m rendimento do motor.

4.3. Diâmetro económico num conjunto elevatório

Observando a fórmula atrás, que nos dá a potência do conjunto elevatório, verifica-se que o dimensionamento de uma tubagem de compressão é hidraulicamente indeterminado.

Se a elevação for feita com velocidades baixas, origina diâmetros grandes, portanto custos elevados. Diâmetros menores originam velocidades mais altas, mas provocam grandes perdas de carga. Isto vê-se pelo gráfico mostrado abaixo.

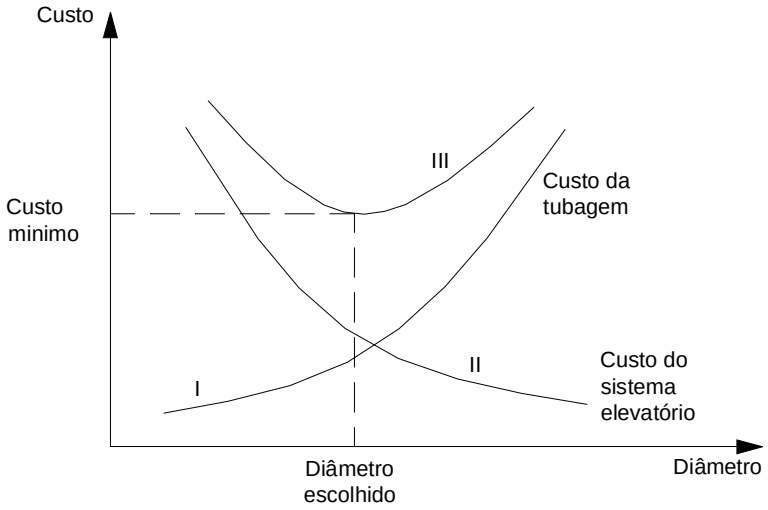


Figura 4.3.1

A curva III é a soma das curvas I e II e por ela se verifica que há um custo mínimo para um determinado diâmetro.

Existem várias fórmulas, baseadas em custos, para pré-dimensionar os diâmetros das tubagens.

A formula mais conhecida é a de BRESSE:

$$D = k \cdot \sqrt{Q}$$

sendo:

- D diâmetro em m;
- Q caudal a elevar em m3/s;
- k coeficiente que depende da velocidade.

k	**U (m/s)**
0,75	2,26
0,80	1,99
0,85	1,76
0,90	1,57
1,00	1,27
1,10	1,05
1,20	0,88
1,30	0,75
1,40	0,65

Quadro 11.3.1

Em essência, ao escolher-se o k, estamos a fixar a velocidade.

A velocidade média dos sistemas situa-se entre 0,6 e 2,4 m/s. A velocidade ideal situa-se em torno de 1,0 m/s com k = 1,3.

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPÍTULO V

TURBO MÁQUINAS HIDRÁULICAS (BOMBAS)

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Eng. Teixeira da Costa
Eng. Davide Santos
Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

5.0 - Turbomáquinas hidráulicas 1
5.1 - Aplicações dos sistemas de elevação 1
5.1.1 - Captação de água de rios 1
5.1.2 - Captação de água de lagos e barragens (albufeiras) 1
5.1.3 - Extracção de água de poços 1
5.1.4 - Adução por bombagem 2
5.1.5 - Transferência de água tratada entre reservatórios 2
5.1.6 - Lavagem de filtros em estações de tratamento 2
5.1.7 - Aumento de pressão e de vazão através de bombas de reforço (BOOSTER) 2
5.1.8 - Sistema de esgoto 2
5.2 - Instalações de bombagem 3
5.2.1 - Altura geométrica 4
5.3 - Altura manométrica 4
5.4 - Potência dos conjuntos de compressão (elevação) 5
5.5 - Diâmetros económicos 7
5.6 - Tipos de bombas 10
5.6.1 - Bombas volumétricas 10
5.6.2 - Turbobombas ou hidrodinâmicas 10
5.6.3 - Velocidade específica 11
5.6.4 - Tipos de propulsores 11
5.6.5 - Bombas de estágios simples ou de estágios múltiplos 11
5.6.6 - Bombas afogadas 11
5.6.7 - Bombas submersas e não submersas 12
5.6.8 - Conjunto de ar comprimido ou *air-lift* 12
5.7 - Cavitação - N.P.S.H (*Net Positive Suction Head*) 12
5.7.1 - Ocorrência da cavitação 12
5.8 - Curvas características da tubagem 16
5.8.1 - Traçado das curvas 16
5.8.2 - Tubagem em série 17
5.8.3 - Tubagem em paralelo 18
5.8.4 - Reservatórios em cotas diferentes 18
5.8.5 - Sistema por gravidade 19
5.9 - Curvas características das bombas centrífugas 19
5.10 - Tipos de curvas características 20
5.11 - Variação das curvas características 21
5.12 - Ponto de trabalho 22
5.13 - Faixa de trabalho das bombas centrifugas 23
5.14 - Envelhecimento da tubagem 23
5.15 - Variações dos níveis de aspiração e de compressão 24
5.16 - Selecção das bombas 25
5.17 - Associação de bombas centrifugas 25
5.17.1 - Bombas em paralelo 25
5.18 - Bombas em série 26
5.19 - Associação de bombas (rendimentos) 27
5.19.1 - Bombas em paralelo 27
5.19.2 - Bombas em série 28
5.20 - BOOSTERS 28
5.20.1 - Associação de BOOSTERs 30

5.0 - Turbomáquinas hidráulicas

As condutas, por gravidade, são o ideal quando se pretende transferir água no espaço. Mas à medida que se vão esgotando os locais topográficamente propícios, mais vai sendo necessário aplicarem-se métodos mecânicos para a elevação da água.

Os sistemas que operam por gravidade apresentam desvantagens apesar de serem muito económicos. A reduzida flexibilidade é uma das grandes desvantagens. O sistema está limitado pelo desnível e pelo caudal. Qualquer aumento, num deles, não é fácil.

Já um bombeamento mecânico da água permite o aumento de ambos com relativa facilidade. Vão sendo cada vez maiores e melhores os aperfeiçoamentos técnicos quer no que diz respeito à tubagem quer no que diz respeito às bombas.

5.1 - Aplicações dos sistemas de elevação

5.1.1 - Captação de água de rios

É um dos maiores campos de aplicação das bombas. A escolha da bomba exige conhecimentos devidos a factores diversos como as variações no nível de água e a qualidade da água.

5.1.2 - Captação de água de lagos e barragens (albufeiras)

A grande oscilação que se verifica nas albufeiras obriga à instalação de equipamento apropriado para trabalhar a vários níveis. As bombas são instaladas em torres de tomada construídas nas margens dos lagos.

5.1.3 - Extracção de água de poços

Quando se pretende captar água de poços surgem as seguintes dificuldades:

a) - Espaço reduzido para a montagem do equipamento;

b) - Nível dinâmico de água situado a grande profundidade;

c) - Imperfeição do poço, podendo suceder que esteja desalinhado ou fora da vertical;

d) - Presença de areia.

Por causa destas dificuldades a escolha da bomba só deve ser feita depois dos testes de rendimento e de caudal.

5.1.4 - Adução por bombagem

Também denominada "transmissão" consiste na bombagem para condutas que vão conduzir a água bruta ou tratada até aos reservatórios de distribuição.

Quando a adução é de água tratada não há necessidade de bombas especiais que poderão ser necessárias caso a água esteja *in natura*.

5.1.5 - Transferência de água tratada entre reservatórios

É o caso da bombagem de um reservatório baixo para uma torre de distribuição. Regra geral o bombeamento é regular e não exige técnicas especiais.

5.1.6 - Lavagem de filtros em estações de tratamento

Actualmente a lavagem de filtros é feita por reversão de corrente, por meio de bombas. Este sistema evita a construção de reservatórios elevados incorporados ou não ao edifício da E.T.A. .

Esta bombagem dá maior flexibilidade ao sistema uma vez que não há necessidade de aguardar o enchimento do reservatório para se fazer a operação de lavagem.

5.1.7 - Aumento de pressão e de vazão através de bombas de reforço (BOOSTER)

Quando há necessidade de se aumentar a pressão de uma tubagem costuma intercalar-se um sistema de bombagem.

No caso de uma adutora por gravidade a colocação de um BOOSTER faz elevar o N.A. no ponto final resultando num aumento de caudal na adutora.

No caso de uma rede distribuidora, com várias ramificações de tubos, a colocação de um BOOSTER proporciona aumento generalizado de pressão, para as mesmas condições de consumo, e melhora o abastecimento dos prédios.

5.1.8 - Sistema de esgoto

Compreende várias elevatórias :

a) - Bombagem para recuperação de cota em tubagem de esgoto;

b) - Bombagens de sector;

c) - Bombagens de estações depuradoras;

d) - Bombagens finais.

a) - Bombagem para recuperação de cota em tubagem de esgoto

As condutas de esgoto precisam de certa declividade para permitir o escoamento, por gravidade em regime livre. Em terrenos muito planos e em extensões longas de esgoto as tubagens atingem profundidades grandes, incompatíveis com a construção e depois com os trabalhos de operação e manutenção. Uma estação de bombagem permite trazer os esgotos para posições mais próximas da superfície onde terá início um novo trecho de escoamento.

As bombas, neste caso e como veremos adiante, são especiais e permitem a passagem de corpos sólidos com até 5 cm de dimensões médias.

b) - Bombagens de sector

Utilizam-se quando as águas de esgoto, provenientes de uma bacia, bairro ou sector, se encontram num ponto baixo, sem saída. Neste caso utiliza-se uma estação de bombagem que encaminha os esgotos para pontos de fácil saída. sendo o caudal de chegada variável com as horas do dia os esgotos acumulam-se em poços de tomada e são bombeados quando o nível atingido assim o exigir.

c) - Bombagens de estações depuradoras

Muito semelhantes à alínea anterior só que em grandes dimensões. Em estações de grande porte instalam-se bombas de capacidades diferentes que, isoladas ou em conjunto, bombeiam os esgotos para as primeiras unidades de tratamento, sem interrupção e aproximadamente com o mesmo caudal de chegada.

d) - Bombagens finais

São bombagens efectuadas nas estações de tratamento de esgotos. A água, depois de receber um tratamento adequado de modo a atenuar ou eliminar a carga poluidora, é restituída ao sistema hidrográfico da região. A altura a ser vencida é quase sempre reduzida (< 10m) mas a tubagem poderá ser não longa.

5.2 - Instalações de bombagem

O conjunto constituído pela tubagem e pelos meios mecânicos de elevação denomina-se sistema de elevação.

Um sistema de elevação compõe-se de:

a) - Tubagem de sucção ou aspiração;

b) - Conjunto moto-bomba;

c) - Tubagem de elevação ou compressão.

A aspiração e a compressão trabalham em regime permanente uniforme, isto é com um caudal constante e velocidade média constante e por isso os problemas são resolvidos pela aplicação das equações de Bernoulli e da continuidade.

A tubagem de aspiração mergulha no poço de aspiração e vai até à boca de entrada da bomba.

A tubagem de elevação sai da boca da bomba e termina no reservatório.

5.2.1 - Altura geométrica

Quando se deseja elevar um caudal Q de um reservatório R_i para outro reservatório R_s é necessário vencer o desnível H_g denominado altura geométrica ou estática que pode ser dividida em duas parcelas:

Altura estática de aspiração ou sucção h_a que é a distância vertical do N.A. do reservatório R_i ao eixo da bomba. Conforme a posição do eixo da bomba, em relação ao N.A. de R_i a altura estática de aspiração pode ser positiva ou negativa. É positiva quando o N.A. estiver abaixo do eixo da bomba e negativa em caso contrário.

A altura estática de compressão é a distância vertical do eixo da bomba ao eixo do tubo de descarga no R_s. Se o tubo entrar em nível inferior ao N.A. (tubo afogado) toma-se como referência o N.A.

5.3 - Altura manométrica

Quando uma bomba está em funcionamento verificam-se perdas de carga contínuas e acidentais na tubagem.

As perdas de carga na aspiração são :

$$J_a = j_a \cdot L_a + \sum K \cdot \frac{U_a^{\,2}}{2 \times g}$$

ou:

$$J_a = j_a \cdot L'_a$$

em que:

J_a Perda de carga total;

j_a Perda de carga unitária na linha de aspiração;

L'_a Comprimento virtual da tubagem de aspiração. As perdas acidentais (crivo, curva de 90º, reduções, válvula, etc.) são reduzidas a comprimentos virtuais em função da velocidade de acordo com a 2ª expressão:

$$\sum K \cdot \frac{U_a^{\,2}}{2 \times g}$$

A altura dinâmica de aspiração é:

$$H_a = h_a + j_a$$

Para a compressão temos, semelhantemente:

$$J_c = j_c \cdot L_c + \sum K \cdot \frac{U_c^{\,2}}{2 \times g}$$

ou:

$$J_c = j_c \cdot L'_c$$

em que J_c é a perda total verificada na compressão onde L_c' é o comprimento virtual soma de L_c e de $\sum K \cdot \frac{U_c^{\,2}}{2 \cdot g}$.

A altura dinâmica de compressão é:

$$H_c = h_c + J_c$$

e a altura manométrica de elevação é:

$$H_m = H_a + H_c$$

5.4 - Potência dos conjuntos de compressão (elevação)

A altura manométrica é a distância vertical que a bomba tem de vencer para elevar o caudal Q do reservatório inferior a R_i para o reservatório superior R_s, incluindo todas as perdas de carga.

P_u é a potência útil que corresponde ao trabalho realizado pela bomba.

$$P_u = \gamma \cdot Q \cdot H_m$$

γ peso volúmico da água (N/m^3 => 9810 $N/m^3 \approx$ 10000 N/m^3)

Q caudal (m^3/s)

H_m altura manométrica (m)

P_u potência útil (W - Watt)

$$P_u = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{736}$$ potência útil (CV - cavalos-vapor)

$$P_u = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{1000}$$ potência útil (kW - kiloWatt)

$$9810 \cdot \frac{\frac{N}{m^3}}{1000} = 9{,}8 \text{ kN/m}^3$$

Mas como há uma potência fornecida ao eixo da bomba P_a aparece-nos o rendimento da bomba $\eta = \frac{P_u}{P_a}$ e então será,

$$P_a = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{\eta \cdot 736} \text{ (CV)}$$

$$P_a = \frac{\gamma \times Q \times H_m}{\eta \times 1000} \text{ (kW)}$$

O rendimento η aumenta com o tamanho da bomba (grandes caudais) e com a pressão.

Segundo Lencastre citam-se alguns valores de η.

Caudal	**Baixa Pressão**		**Alta Pressão**			**Grandes caudais**		
Q (l/s)	3	25	2	25	100	150	1000	2000
η	0.56	0.78	0.53	0.81	0.84	0.86	0.90	0.91

Quadro 5.4.1 - Rendimentos de bombas

Peça	Nº de diâmetros
Ampliação gradual	12
Cotovelo de 90º	45
Curva de 90º	30
Cotovelo de 45º	20
Curva de 45º	15
Entrada normal	17
Entrada de Borda	35
Junção	30
Redução gradual	6
Válvula de adufa aberta	8
Válvula de globo aberta	350
Válvula de borboleta (angulo) aberta	170
Saída de tubulação	35
Tê, passagem directa	20
Tê, saída bilateral	65
Válvula de pé com crivo	250
Válvula de retenção	100
Junta elástica	10

Quadro 5.4.2 - Perdas de cargas localizadas (método dos comprimentos virtuais)

Fórmula de HAZEN-WILLIAMS - perda de carga unitária

$$j = \frac{10{,}641}{C^{1.85}} \cdot \frac{Q^{1.85}}{D^{4.87}} \quad \text{(m/m)}$$

Valores correntes de C :

Ferro Fundido C = 120

Plástico C = 130

Cimento amianto C = 130

valor médio usado C = 100

$$j = 0.00212 \cdot \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}} \qquad \text{(m/m)}$$

5.5 - Diâmetros económicos

Pela análise da fórmula $P_u = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{\eta}$, verifica-se que o dimensionamento de um sistema de elevação é um problema hidráulico indeterminado.

Os diâmetros são grandes ao fazer-se uma bombagem com velocidades de escoamento muito baixas, o que implica custos elevados com tubagem e menores custos com as bombas e energia, uma vez que se diminui a altura manométrica.

Velocidades altas originam diâmetros menores, de custos mais baixos mas provocam grandes perdas de energia.

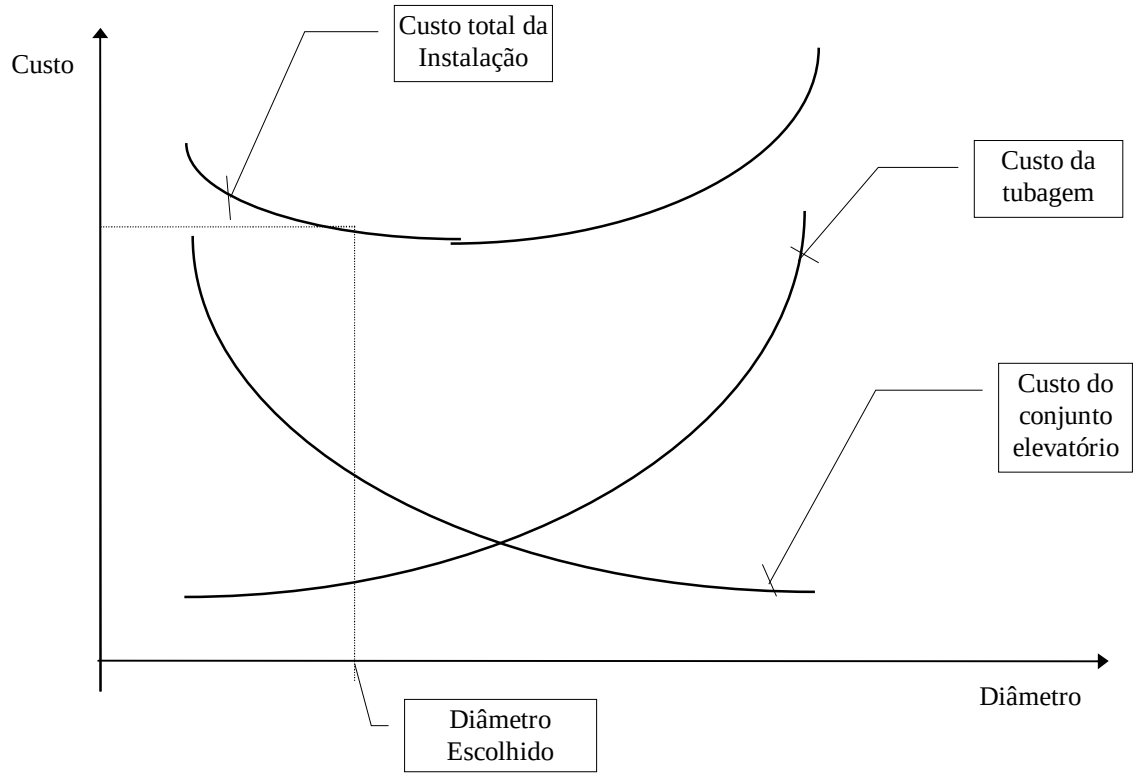


Figura 5.5.1 - evolução dos custos em instalações de bombagem

A curva I diz respeito à variação dos custos com a tubagem. Quanto maior o diâmetro, maior é o custo dos tubos. Nos custos incluem-se as amortizações e os juros do capital aplicado na aquisição.

A curva II indica a variação de preços dos conjuntos elevatórios.

A curva III é a soma de I e II e dá-nos o diâmetro de custo mínimo procurado.

Da combinação da fórmula de DARCY-WEISBACH

$$J = 0{,}0827 \cdot f \cdot \frac{Q^2}{D^5} \cdot L \qquad \text{(m.c.a. - metro de coluna de água)}$$

$$J = \frac{f}{D} \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g} \cdot L \qquad \text{(m.c.a. - metro de coluna de água)}$$

$$j = \frac{f}{D} \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g} \qquad \text{(m/m)}$$

$$j = \frac{8 \cdot f}{\pi^2 \cdot g} \cdot \frac{Q^2}{D^5} \qquad \text{(m/m)}$$

$$j = 0{,}0827 \cdot f \cdot \frac{Q^2}{D^5} \qquad \text{(m/m)}$$

Tipo de Tubo	Rugosidade (mm)	f
Ferro Fundido		
Incrustado	2.40 a 1.20	0.02 a 1.50
Revestido com asfalto	0.30 a 0.90	0.014 a 0.10
Revestido com cimento	0.05 a 0.15	0.012 a 0.06
Aço galvanizado		
Novo com costura	0.15 a 0.20	0.012 a 0.06
Novo sem costura	0.06 a 0.15	0.009 a 0.012
Betão		
Moldado em madeira	0.20 a 0.40	0.012 a 0.08
Moldado em ferro	0.06 a 0.20	0.009 a 0.06
Centrifugado	0.15 a 0.50	0.012 a 0.085
Amianto		
Usado	0.60	0.10 a 0.15
Novo	0.05 a 0.10	0.009 a 0.058
P.V.C.		
P.V.C.	0.015	0.009 a 0.050

Quadro 5.5.1 - Fórmula de DARCY-WEISBACH[1]

com a fórmula de P_u, $P_u = \gamma \cdot Q \cdot H_m$ obtêm-se a fórmula de BRESSE, de grande utilidade prática para o dimensionamento do diâmetro económico.

$$D = K \cdot \sqrt{Q}$$

com:

$$K = \left[\sqrt[6]{\frac{C_1}{C_2}} \cdot \sqrt[6]{\frac{\beta \cdot \gamma}{15 \cdot \eta}} \right]$$

sendo:

C_1 Custo do sistema elevatório;

C_2 Custo médio do tubo;

D diâmetro (m);

Q caudal (m^3/s)

O valor K encontra-se tabelado em função da velocidade na tubagem

[1] Os valores mais baixos aplicam-se a diâmetros grandes (> 400mm)

U (m/s)	2,26	1,99	1,76	1,57	1,27	1,05	0,88	0,75	0,65
K	0,75	0,80	0,85	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40

Quadro 5.5.2 - Valores de K (fórmula de BRESSE)

Geralmente a velocidade média situa-se entre 0,60 e 2,40m/s.

Velocidades maiores devem ser evitadas mas, se tal não for possível convém que os conjuntos elevatórios funcionem apenas algumas horas por dia.

Como a fórmula de BRESSE não dá valores comerciais deve arredondar-se o valor calculado para um diâmetro comercial imediatamente superior.

5.6 - Tipos de bombas

As bombas podem classificar-se em dois grandes grupos:

5.6.1 - Bombas volumétricas

Estas bombas dependem das pressões e das forças estáticas e não das velocidades relativas entre o escoamento e as partes móveis.

Quando o escoamento é intermitente dizem-se alternativas como por exemplo as bombas de pistão e as de diafragma.

Quando o escoamento é contínuo denominam-se rotativas como por exemplo as bombas de engrenagens, de palhetas, as helicoidais (parafuso de Arquimedes) as de vortex, etc

5.6.2 - Turbobombas ou hidrodinâmicas

O intercâmbio de energia depende das forças dinâmicas originadas pelas diferenças de velocidades entre o fluido que escoa e as partes móveis da máquina.

Conforme o escoamento do fluido pelo propulsor assim as turbobombas podem ser classificadas em radiais, axiais e mistas.

Se o deslocamento do fluido, através do propulsor for na direcção do respectivo propulsor a bomba é radial; se a direcção do fluxo acompanhar a direcção do eixo a bomba é axial. Entre as duas posições situam-se as mistas.

5.6.3 - Velocidade específica

$$n_s = \frac{n \cdot Q^{\frac{1}{2}}}{H_m^{\frac{3}{4}}}$$

sendo:

n rotação da bomba (r.p.m.)

Q caudal (m^3/s)

H_m altura manométrica (m)

Define-se como a rotação de uma bomba, posta a funcionar com um caudal de 1,00 m^3/s, afim de elevar a água a 1,00m de altura.

Os três tipos de bombas - radiais, axiais e mistas distinguem-se pelas respectivas velocidades específicas, não havendo uma clara separação entre elas.

Os propulsores destinados a grandes alturas manométricas têm baixa velocidade específica em oposição aos propulsores para pequenas alturas de elevação que têm grandes velocidades específicas.

5.6.4 - Tipos de propulsores

Nas bombas centrifugas os propulsores podem ser fechados, abertos ou semiabertos. Os abertos são constituídos por um cubo ao qual se fixam as pás. Os fechados têm duas placas paralelas entre os quais são fixadas as pás. Quando existe só uma placa de fixação o propulsor é semiaberto.

5.6.5 - Bombas de estágios simples ou de estágios múltiplos

As bombas com um só propulsor denominam-se de andar ou estágio simples ou de um estágio. Quando a altura manométrica é muito grande é costume usar-se bombas de vários estágios. Cada propulsor eleva o fluido até uma determinada altura.

Em poços profundos são usadas bombas de vários estágios, colocadas em série dentro de um tubo que é posto dentro do poço.

5.6.6 - Bombas afogadas

De acordo com a sua posição, em relação ao N.A., uma bomba pode ser ou não afogada.

Diz-se afogada quando o seu eixo está em nível inferior ao do N.A.. As bombas afogadas não necessitam de ser ferradas (ferrar uma bomba - colocação manual de

água dentro do propulsor a fim de que este não trabalhe em seco na hora da partida). O tubo de aspiração deve também ficar cheio de água.

5.6.7 - Bombas submersas e não submersas

Geralmente as bombas de eixo vertical trabalham submersas, isto é ficam dentro da água e são comandadas por um motor cujo eixo é prolongado e fica fora de água. O motor fica fora de água, em nível elevado, sem estar sujeito a inundações.

5.6.8 - Conjunto de ar comprimido ou *air-lift*

Muito usados em poços, constam de um tubo, por onde se injecta ar comprimido que obriga a água a subir por outro tubo.

5.7 - Cavitação - N.P.S.H (*Net Positive Suction Head*)

Numa tubagem de aspiração as pressões que se verificam são inferiores à pressão atmosférica.

Se se verificaram pressões inferiores às do vapor do líquido, à entrada da bomba, originam-se bolhas de vapor capazes de interromper a entrada da bomba, além de provocarem danos prejudiciais ao sistema de elevação. Quando as bolhas atingem o propulsor atingem implosões violentas, cujos ruídos são semelhantes a um martelamento, além de aparecerem também vibrações. É a cavitação cujo nome deriva de aparecerem buracos ou covas no fluido escoante que, por isso, deixa de ser contínuo.

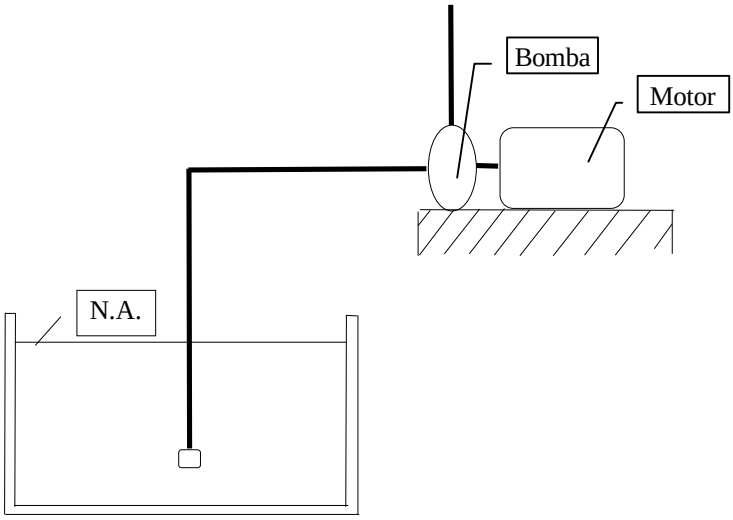
O martelamento provoca a destruição das paredes da carcaça da bomba e das pás do propulsor e deve-se a dois efeitos.

Mecânico - O choque das bolhas provoca sobrepressões (golpe de aríete) que destroem e ampliam todos os poros ou ranhuras existentes no metal.

Químico - As bolhas libertam iões de oxigénio que atacam todas as superfícies metálicas.

5.7.1 - Ocorrência da cavitação

Não há cavitação desde que em todos os pontos do percurso do fluido a pressão seja superior à pressão do vapor do respectivo fluido à temperatura ambiente.



Vamos considerar dois pontos, um situado no N.A. do R_i, P_0 e o outro P_1 situado no eixo , à entrada da bomba.

Aplicando o teorema de BERNOULLI,

$$\frac{P_0}{\gamma}+\frac{U_0{}^2}{2\cdot g}=h_a+\frac{P_1}{\gamma}+\frac{U_1{}^2}{2\cdot g}+J_a$$

e vem:

$$h_a=\frac{P_0-P_1}{\gamma}-\frac{U_0{}^2+U_1{}^2}{2\cdot g}-J_a$$

Dispensando as perdas de carga e a diferença entre as energias cinéticas temos,

$$h_a=\frac{P_0-P_1}{\gamma}$$

e se for $P_1=0$,caso limite => $P_0 = P_{at}$

$$h_a=\frac{P_0}{\gamma}=\frac{101300(N/m^2)}{9810(N/m^2)}=10.33(m)$$

que é o valor teórico máximo da altura estática de aspiração, ao nível do mar e à temperatura de 4ºC.

Na prática adopta-se um valor em torno de 6 (m) porque P_1 terá que ser sempre maior do que zero, não se devendo desprezar as perdas de carga e a diferença entre as energias cinéticas.

A cavitação limita a altura estática de aspiração, cujo valor máximo ocorre quando $P_1=P_v$ sendo P_v a pressão do vapor do líquido à temperatura da bombagem.

$$h_{a(\max)} \le \frac{P_0}{\gamma} - \left(\frac{Pv}{\gamma} + \frac{U_1{}^2 - U_0{}^2}{2 \cdot g} + J_a + J^* \right)$$

J^* está ligada à geometria e tipo de propulsor e sua determinação é muito difícil. Tem o nome de coeficiente de cavitação.

Na prática $J^* = \sigma \cdot H_m$, sendo que $\sigma = 0{,}0012 \times n_s{}^{\frac{4}{3}}$, correspondendo n_s à velocidade específica da bomba.

$$\frac{P_0}{\gamma} - \left(ha + \frac{Pv}{\gamma} + J_a \right) > \frac{U_1{}^2 - U_0{}^2}{2 \cdot g} + J^*$$

onde, no primeiro membro, estão as grandezas que dependem das condições locais de instalações. É o *N.P.S.H.* disponível . No segundo membro estão as condições da bomba. É o *N.P.S.H.* requerido.

O $(N.P.S.H)_d$ é a carga residual disponível.

O $(N.P.S.H)_r$ é a carga exigida pela bomba.

$$\frac{P_0}{\gamma} - \left(ha + \frac{Pv}{\gamma} + J_a \right) > J^* \qquad (N.P.S.H)_d > (N.P.S.H)_r$$

Quando a altura de aspiração é positiva e o N.A. está sob a pressão atmosférica o $(N.P.S.H)_d$ é dado pela seguinte expressão,

$$(N.P.S.H)_d = h_{at} - (h_a + h_v + J_a)$$

sendo :

P_{at} pressão atmosférica local em (m)

h_a altura de aspiração em (m)

P_v pressão do vapor circulante à temperatura do fluido em (m)

J_a Perdas de carga na aspiração em (m)

O $(N.P.S.H.)_r$ é dado pelos fabricantes.

Se a bomba estiver afogada (com o N.A. sujeito à P_{at}), vem:

$$(N.P.S.H)_d = (h_{at} + h_a) - (h_v + J_a)$$

Todas as grandezas são expressas em alturas de coluna de líquido bombeado.

Temperatura (ºC)	**h_v (m.c.a.)**	**ρ_a (t/m^3)**
15	0.17	0.999
20	0.24	0.998
25	0.32	0.997
30	0.43	0.996
35	0.57	0.994
40	0.75	0.992
45	0.97	0.990
50	1.25	0.988
55	1.60	0.986
60	2.03	0.983
65	2.55	0.981
70	3.17	0.978
75	3.93	0.975
80	4.83	0.972
85	5.89	0.969
90	7.15	0.965
95	8.62	0.962
100	10.33	0.958

Quadro 5.7.1.1 - Tensão de vapor e massa volúmica da água

Altitude (m)	**h_{at} (m.c.a.)**
0	10.33
300	9.96
600	9.59
900	9.22
1200	8.88
1500	8.54
1800	8.20
2100	7.89
2400	7.58
2700	7.31
3000	7.03

Quadro 5.7.1.2 - Pressão atmosférica em função da altitude (t = 4 ºC)

5.8 - Curvas características da tubagem

A maioria dos problemas de bombagem é resolvida com o auxílio das curvas características das tubagens.

As curvas características são obtidas recorrendo à equação da altura manométrica onde, para diversos valores de caudal, se calculam as respectivas perdas de carga.

Considerando a seguinte fórmula,

$$H_m = H_g + \Delta h$$

em que a H_m é a altura manométrica, H_g a altura geométrica e Δh o somatório de todas as perdas de carga, podemos escrever:

$$H_m = H_g - \beta \cdot \frac{Q^n}{D^m} \cdot L_v$$

em que $\beta \cdot \frac{Q^n}{D^m}$ é a forma genérica da perda de carga da tubagem e se forem conhecidos o diâmetro e o comprimento virtual temos,

$$H_m = H_g - r \times Q^n$$

adoptando a fórmula de DARCY-WEISBACH:

$$\Delta h = \frac{8 \cdot f}{\pi^2 \cdot g} \cdot \frac{Q^2}{D^5} \cdot L_v$$

$$H_m = H_g + r \cdot Q^2$$

com,

$$r = \frac{8 \cdot f}{\pi^2 \cdot g} \cdot \frac{L_v}{D^5}$$

Se empregarmos a fórmula de Hazen-Williams:

$$r = (0{,}278531)^{-1.85} \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot L_v$$

será:

$$H_m = H_g + r \cdot Q^{1.85}$$

5.8.1 - Traçado das curvas

Por meio de fórmulas:

$$H_m = H_g + r \cdot Q^2$$

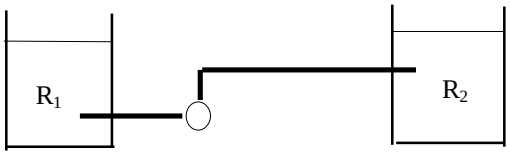
ou:

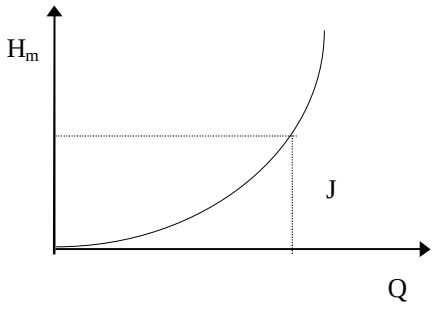
$$H_m = H_g + r \cdot Q^{1.85}$$

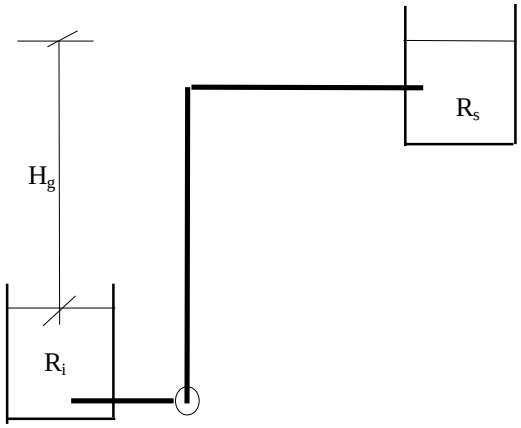
Podem-se traçar as curvas características de cada tubagem colocando os caudais em abcissas e as alturas manométricas em ordenadas.

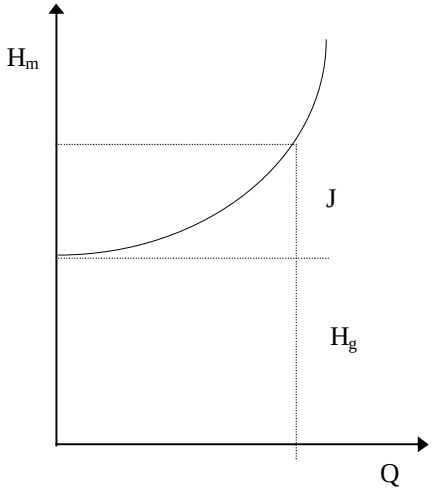
O valor de *r* cresce com o comprimento da tubulação e decresce quando o diâmetro aumenta. A inclinação da curva, num ponto qualquer depende do valor de *r*.

Quando a H_g é nula a curva do sistema passa pela origem dos eixos.

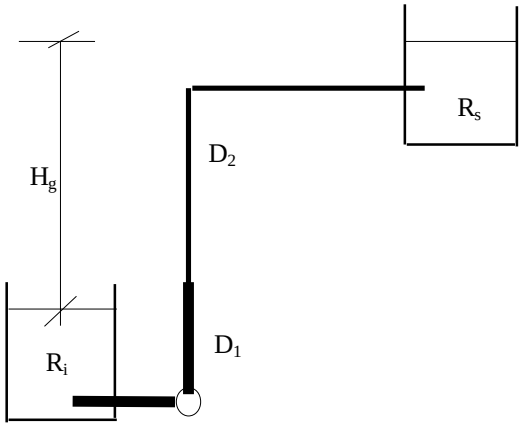


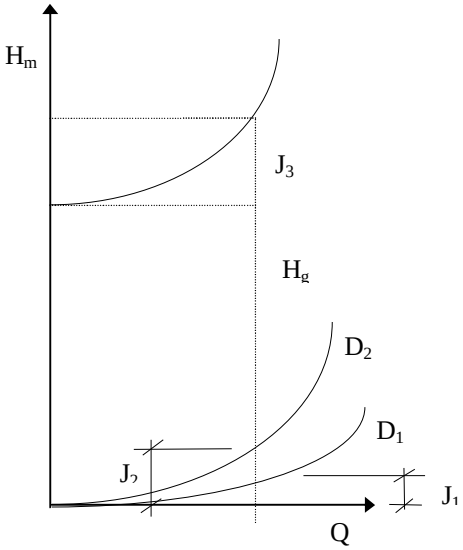






5.8.2 - Tubagem em série



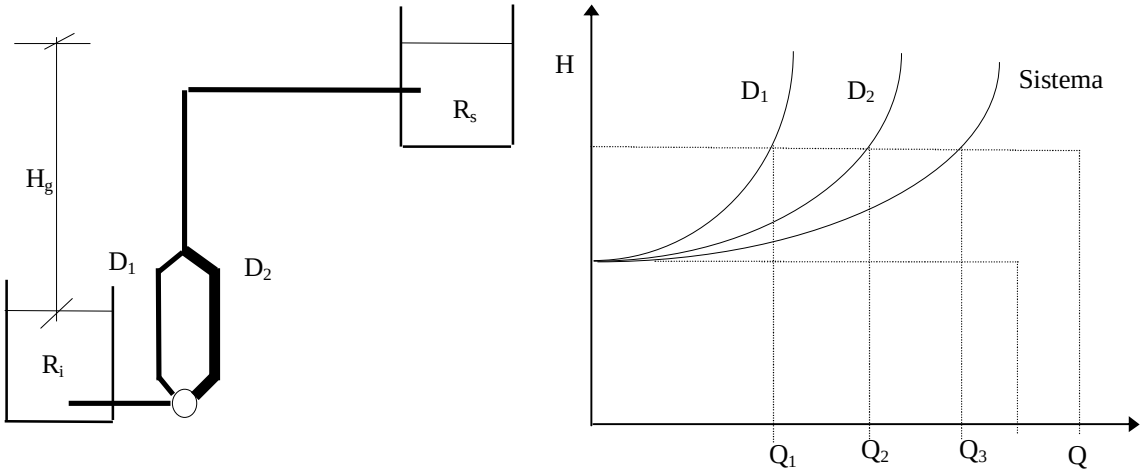


Na tubagem em série traçam-se as perdas de carga para cada troço. A perda de carga total é a soma das perdas de carga referentes a cada diâmetro.

$$J_3 = J_1 + J_2$$

O caudal é sempre o mesmo.

5.8.3 - Tubagem em paralelo

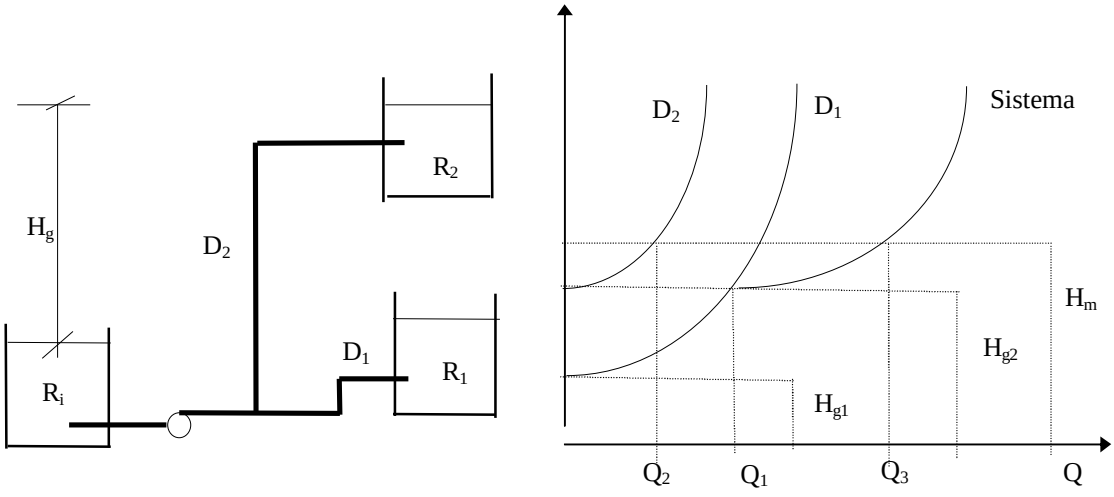


$$Q_3 = Q_1 + Q_2$$

A perda de carga é a mesma para todos os troços.

Somam-se os caudais.

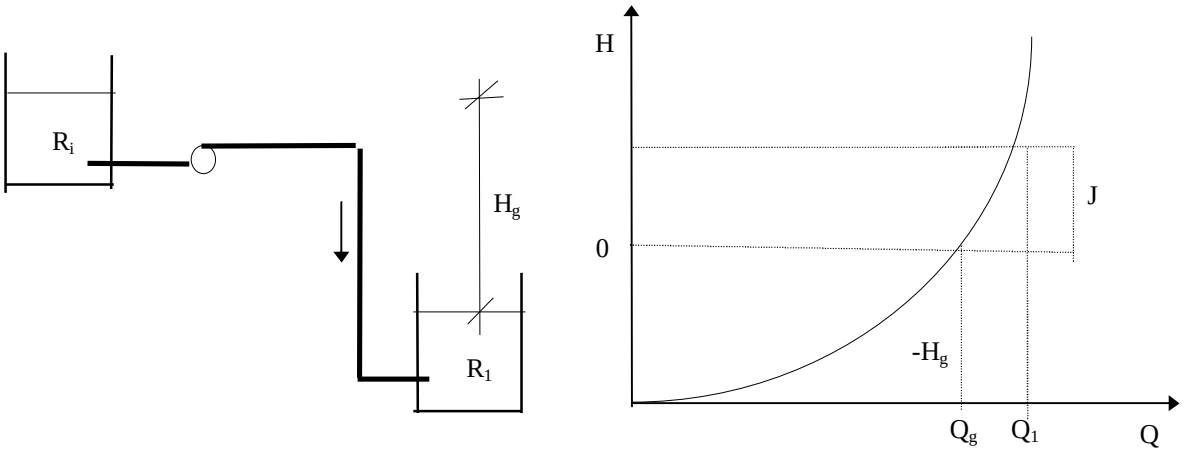
5.8.4 - Reservatórios em cotas diferentes



Para a mesma altura manométrica somam-se os caudais das duas tubulações e obtém-se a curva do sistema. Para caudais até Q_1 só o R_1 é abastecido.

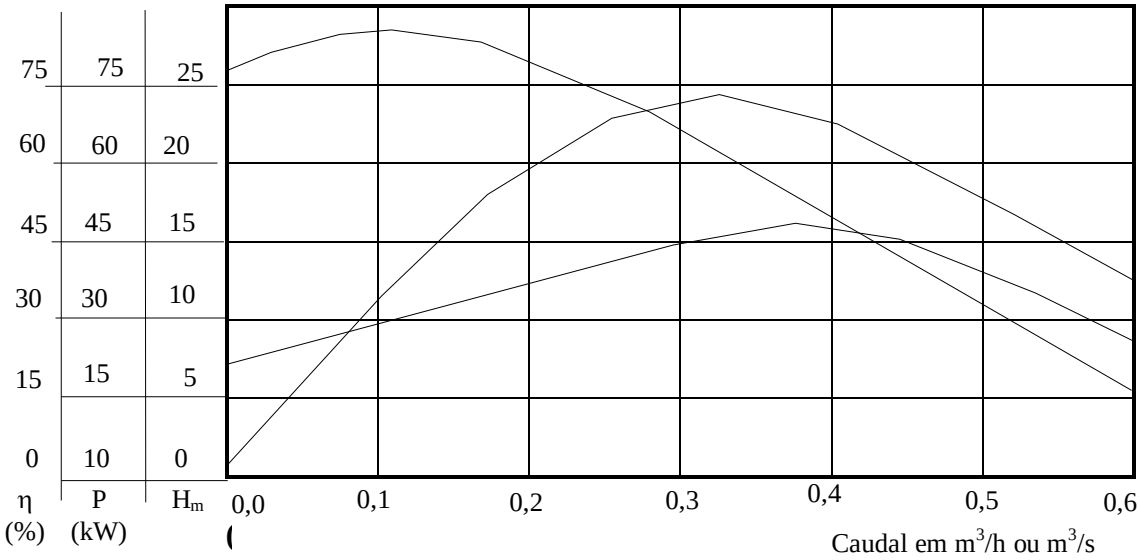
Para maiores caudais os tubos funcionam, como se estivessem em paralelo, com a altura manométrica H_m.

5.8.5 - Sistema por gravidade



Nestas instalações só se podem obter caudais até ao valor de Q_g. Para maiores caudais tem que se instalar uma bomba para suprir as perdas de carga.

5.9 - Curvas características das bombas centrífugas



η	Rendimento
P	Potência
H_m	Altura manométrica.

A energia mecânica, gerada pelo impulsor, é transferida ao líquido. A intensidade das forças centrifugas varia com as dimensões, forma e número de rotações do impulsor ou propulsor.

Quando se altera um destes parâmetros altera-se, também, a curva característica.

A curva característica representa as condições hidráulicas em que a bomba trabalha com determinada rotação (na unidade de tempo, geralmente r.p.m. (rotações por minuto).

5.10 - Tipos de curvas características

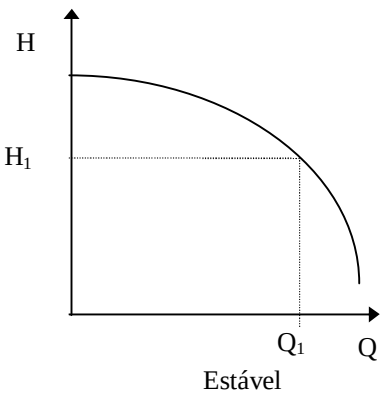
As curvas características das bombas classificam-se em:

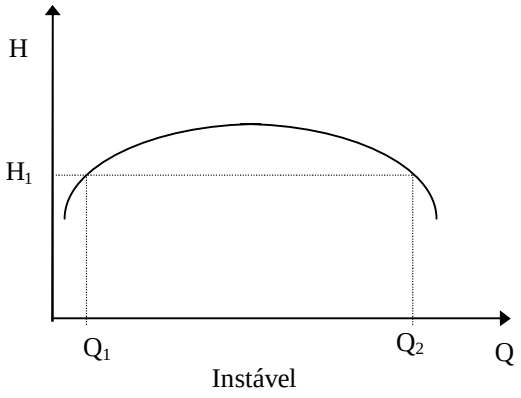
a) - Estáveis

b) - Instáveis

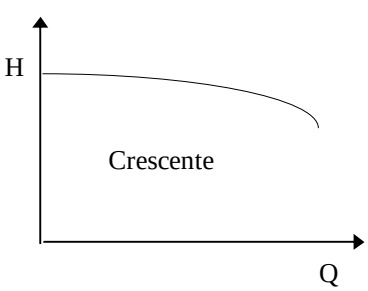
Nas bombas estáveis para cada H_m corresponde um único Q.

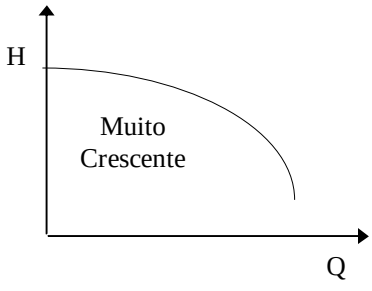
Nas instáveis para cada H_m correspondem dois ou mais Q.

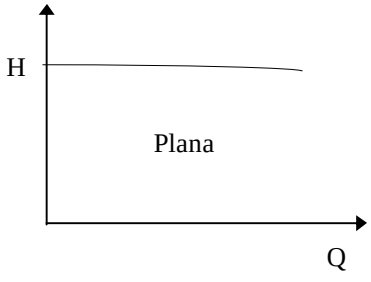




As curvas estáveis classificam-se em:







a) Crescente (*rising*): a altura aumenta continuamente à medida que se diminui o caudal. Para cada caudal nulo a altura é aproximadamente 15 a 20% maior do que a altura correspondente ao melhor rendimento.

b) Muito crescente (*Steep*): a altura aumente, de forma acentuada com a diminuição do caudal. A altura de caudal nulo é 50% maior do que no ponto de melhor rendimento. Usa-se em instalações onde o H_m varia constantemente.

c) Plana (*flat*): a altura do ponto de melhor rendimento é quase a mesma do ponto de caudal nulo. Recomendada em instalações onde há grande variação de caudal e pequenas variações de altura manométrica.

5.11 - Variação das curvas características

As curvas características podem variar de acordo com o diâmetro do impulsor, com a rotação e com a forma do impulsor.

a) Diâmetro do impulsor - A carcaça ou corpo de uma bomba pode trabalhar com propulsores de diâmetros diferentes. A cada diâmetro corresponde uma curva característica. Se a forma e rotação se mantiverem constantes as diversas curvas características mantêm-se paralelas. As curvas superiores correspondem aos maiores diâmetros.

Quando o diâmetro do propulsor é modificado as curvas características apresentam relações bem definidas, expressas pelas equações:

$$\frac{Q_2}{Q_1}=\left(\frac{D_2}{D_1}\right)_1 \qquad \frac{H_2}{H_1}=\left(\frac{D_2}{D_1}\right)_2 \qquad \frac{P_2}{P_1}=\left(\frac{D_2}{D_1}\right)_3$$

onde 1, 2 e 3 referem-se às características primitivas e às alteradas ou seja com diâmetros “raspados” (diâmetros menores).

Uma “raspagem” pode ir até 25% do valor máximo do diâmetro sem afectar o rendimento.

b) Rotação - a curva característica da bomba modifica-se quando se altera a rotação, conservando a forma e o diâmetro do impulsor. A altura manométrica cresce com o número de rotações.

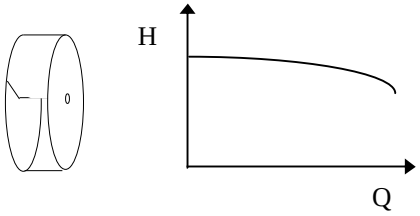
A rotação pode ser analisada pelas seguintes expressões:

$$\frac{Q_2}{Q_1}=\left(\frac{n_2}{n_1}\right)_1 \qquad \frac{H_2}{H_1}=\left(\frac{n_2}{n_1}\right)_2 \qquad \frac{P_2}{P_1}=\left(\frac{n_2}{n_1}\right)_3$$

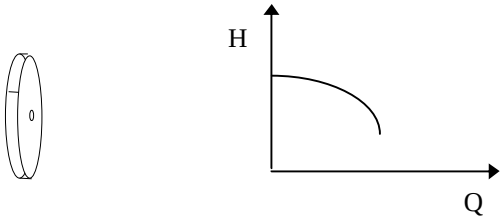
Estas igualdades só são válidas quando as variações de velocidade são moderadas.

c) - Com a forma do propulsor

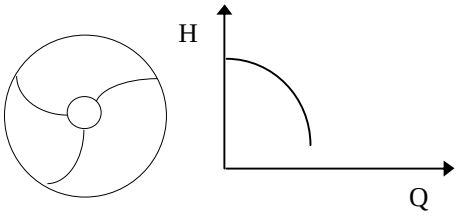
Como vimos em 2.6.4 os propulsores podem ser abertos fechados e semi-abertos.



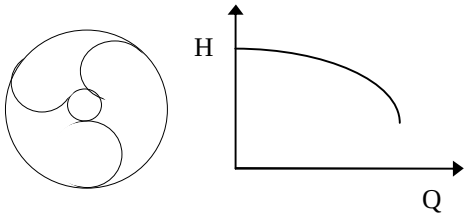
Largo,



Estreito,



Pás menores , aberto

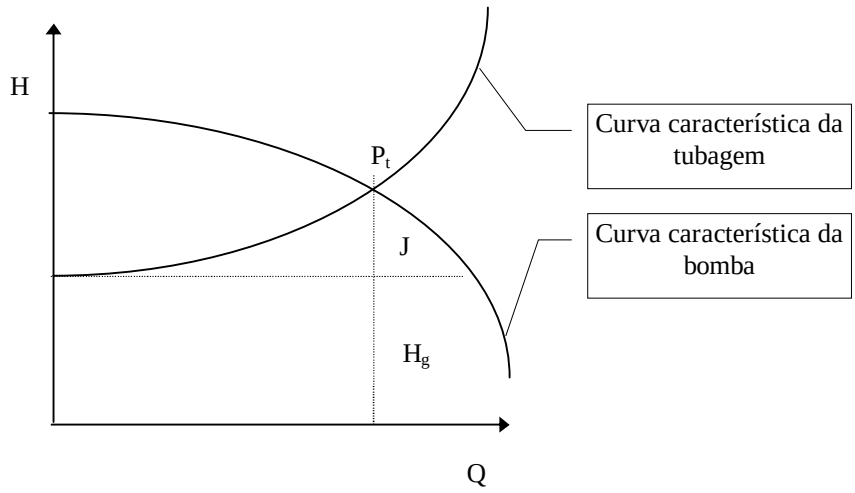


Pás maiores, aberto

5.12 - Ponto de trabalho

Nas bombas de tipo crescente a maior altura manométrica corresponde ao caudal nulo. Este ponto denomina-se ponto de caudal nulo ou *sheet off* e indica que a bomba trabalha com sua rotação normal mas com as válvulas da tubagem completamente fechadas.

Mantendo a bomba trabalhando e abrindo gradualmente a válvula, a água começa a escoar originando as respectivas perdas de carga na altura manométrica. A pressão vai diminuindo até atingir o equilíbrio no ponto em que se cruzam as curvas características da bomba e do sistema.



O ponto de trabalho ou ponto de funcionamento da bomba P_t é definido pelo cruzamento das curvas característica da bomba e da tubagem.

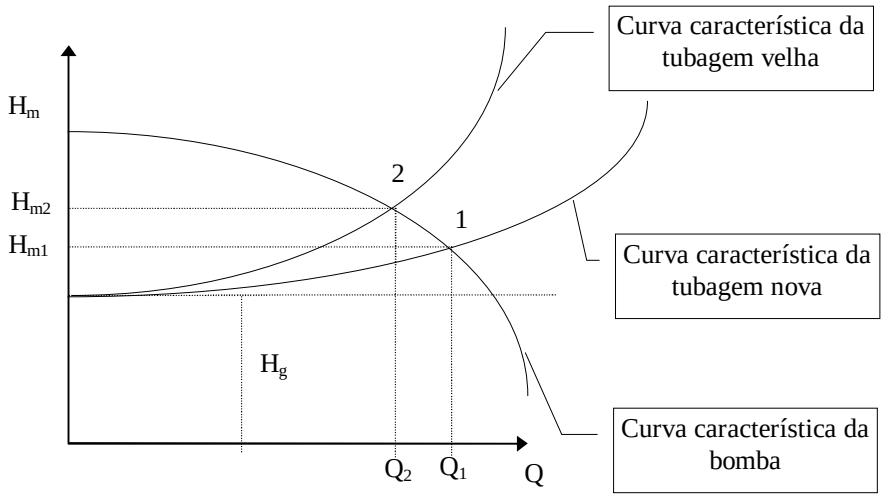
A vazão Q_t no ponto P_t é conseguido com a válvula toda aberta. O caudal cresce de zero até Q_t e altura manométrica cresce de H_g até ao seu valor de funcionamento $(H_g + J)$.

5.13 - Faixa de trabalho das bombas centrifugas

Para se obter um rendimento máximo os caudais e as alturas manométricas são bem definidas. Pode-se operar com caudais maiores ou menores assim como com alturas manométricas menores ou maiores mas as bombas operam com rendimentos inferiores.

5.14 - Envelhecimento da tubagem

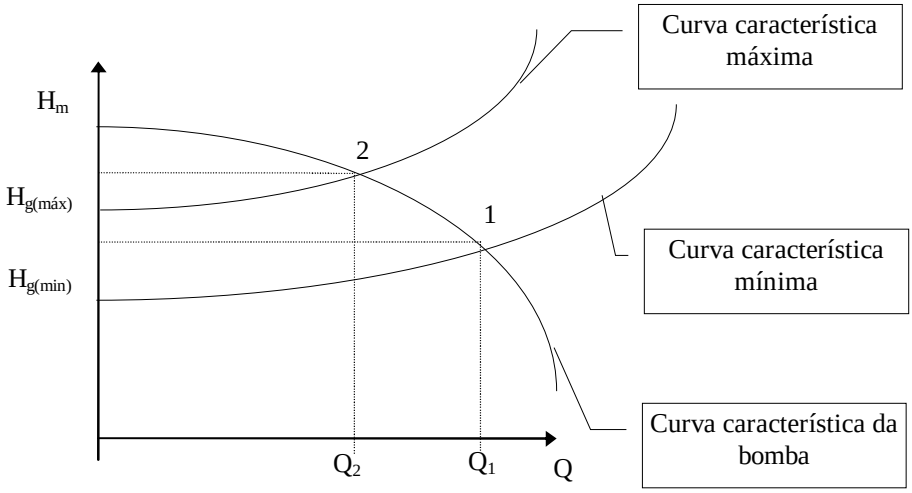
Com o envelhecimento da tubagem (tuberculização, incrustação, etc.) as perdas de carga aumentam e consequentemente aumentam as alturas manométricas. As bombas respondem com menores caudais.



Quando a altura manométrica aumentou, devido ao envelhecimento da tubagem (maior perdas de carga) a bomba passou a fornecer caudal Q_2 menor do que o anterior Q_1.

5.15 - Variações dos níveis de aspiração e de compressão

A altura geométrica de elevação altera-se com a variação dos níveis de aspiração e de compressão, e com ela, desloca-se paralelamente a ela mesma, a curva do sistema.



Nestes casos calcula-se a altura geométrica mínima que se verifica quando as alturas de aspiração h_a e de compressão h_c registam os menores valores e a altura geométrica máxima fornecida pela altura de aspiração e de compressão maiores. Traçam-se, depois, as curvas características da tubagem referentes às duas situações, obtendo-se os pontos Q_1 e Q_2.

Para a maior altura manométrica a bomba fornece caudal menor Q_2. O ponto Q_1 corresponde ao maior caudal e menor altura.

5.16 - Selecção das bombas

Para escolha de uma bomba deve-se conhecer o caudal e altura manométrica em primeiro lugar. O primeiro passo será consultar os gráficos de selecção relativos à linha de produção de cada fabricante. Estes gráficos são diagramas cartesianos que especificam o campo de cada uma das bombas pertencentes a uma série do mesmo tipo.

Escolhida a bomba no gráfico de selecção, procura-se no catálogo a respectiva curva característica que fornece o diâmetro do rotor, o rendimento e outros dados úteis.

5.17 - Associação de bombas centrifugas

Várias são as razões que levam à necessidade de fazer associação de bombas.

a) Quando o caudal é muito grande e no mercado não existem bombas capazes de atender à demanda pretendida;

b) Aumento do caudal no tempo;

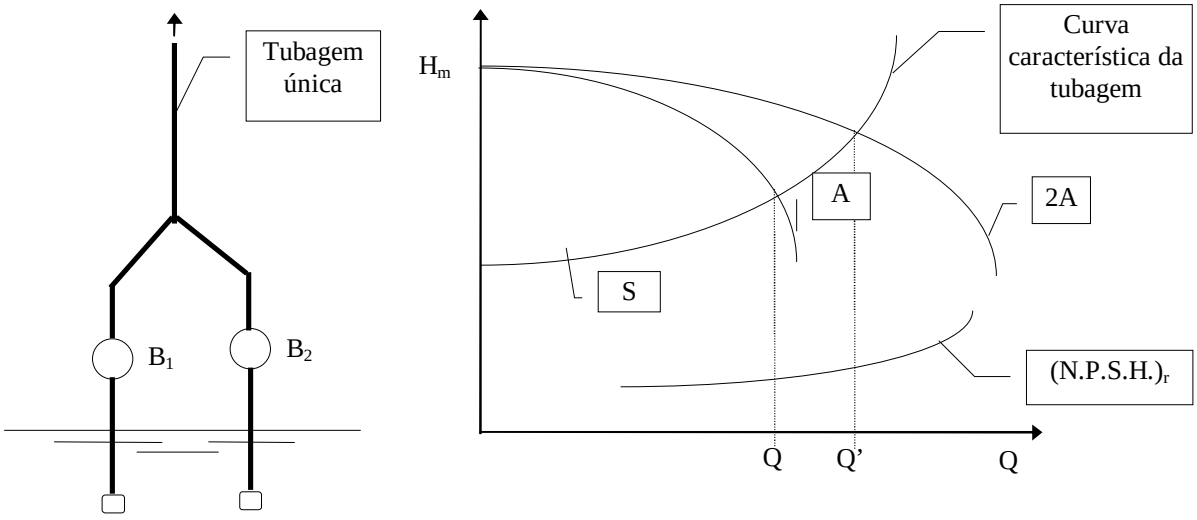
c) Inexistência de bombas capazes de vencer uma grande altura manométrica.

As duas primeiras alíneas dão origem à associação em paralelo que consiste em fazer duas ou mais bombas elevarem a água numa única linha ou seja cada uma bombeia um caudal parcial.

Quando a altura manométrica é muito grande faz-se uma associação em série. Neste caso as bombas elevam numa linha comum de tal modo que a anterior bombeia para a aspiração da posterior, recebendo a água maior quantidade de energia de pressão.

5.17.1 - Bombas em paralelo

Em paralelo todas as bombas trabalham sob a mesma altura manométrica total. Os caudais são somados.



Consideremos o sistema formado pelas bombas B_1 e B_2 iguais. Na associação em paralelo é conveniente que as bombas sejam iguais, pois o caudal distribui-se igualmente entre elas.

A curva *A* é característica de uma das bombas e a *2A* é a característica de duas bombas iguais, operando em paralelo.

A curva *S* é a característica do sistema.

O ponto de trabalho do conjunto situa-se em *P'* mas se uma bomba parar o ponto de trabalho desloca-se para *P* fornecendo o caudal *Q*. No ponto *P'* o caudal fornecido é o *Q'* sempre menor do que *2Q*.

O caudal total do sistema é menor do que a soma dos caudais das bombas operando isoladamente.

O ponto de trabalho desloca-se para a direita quando as bombas operam em paralelo.

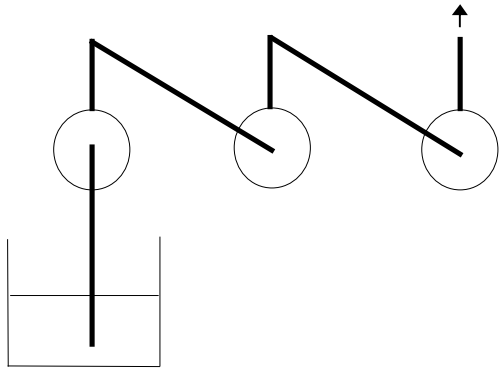
Se uma bomba parar, a outra continuará operando, com o seu ponto de trabalho em P.

A potência absorvida e o $(N.P.S.H.)_r$ são maiores em *P'* motivo porque, ao projectar-se uma linha em paralelo, deve-se estudar os valores para o ponto *P'*.

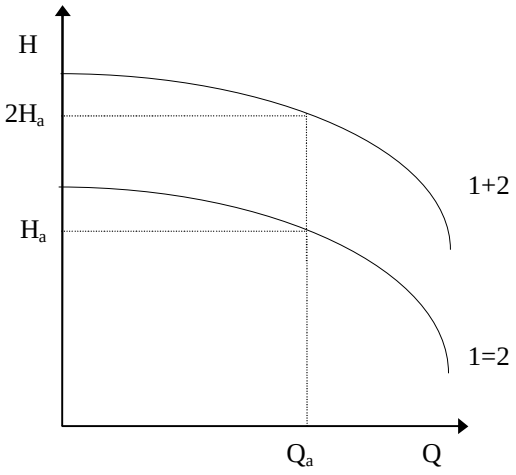
Quando as bombas têm características diferentes podem também operar em paralelo mas apresentam problemas mais sérios do que no caso de bombas iguais.

5.18 - Bombas em série

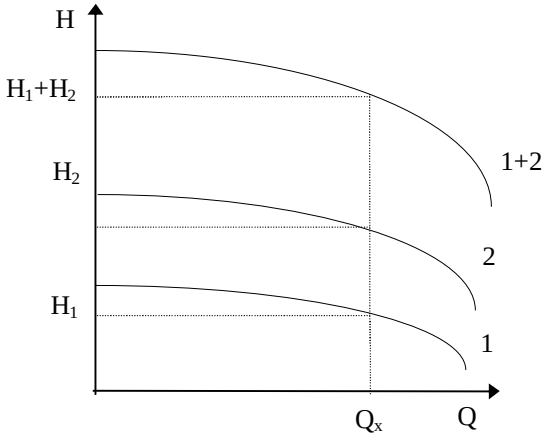
O arranjo típico de associação de bombas em série é o seguinte:



Quando duas ou mais bombas operam em série o caudal é o mesmo para todas elas mas as alturas manométricas somam-se, como se vê nos diagramas a seguir.



Duas bombas iguais



Duas bombas diferentes

Na associação em série, com duas bombas iguais, para uma altura manométrica H_a corresponde um caudal Q_a e com outra bomba igual dispõe-se do mesmo caudal para uma $H_m = 2H_a$.

No caso de duas bombas diferentes a altura manométrica total, para o mesmo caudal é $H_m = H_1+H_2$.

5.19 - Associação de bombas (rendimentos)

5.19.1 - Bombas em paralelo

As bombas elevam a água através da mesma tubagem sendo o caudal final a soma dos caudais de cada bomba.

Para uma altura manométrica H_m e duas bombas será:

Bomba 1 $\Rightarrow Q_1,\ P_1,\ \eta_1;$

Bomba 2 $\Rightarrow Q_2,\ P_2,\ \eta_2;$

$$P_1 = \frac{\gamma \cdot Q_1 \cdot H_m}{\eta_1}$$

$$P_2 = \frac{\gamma \cdot Q_2 \cdot H_m}{\eta_2}$$

Se for η o rendimento total

$$P_1 + P_2 = \frac{\gamma \cdot (Q_1 + Q_2) \cdot H_m}{\eta}$$

$$\frac{\gamma \cdot Q_1 \cdot H_m}{\eta_1} + \frac{\gamma \cdot Q_2 \cdot H_m}{\eta_2} = \frac{\gamma \cdot (Q_1 + Q_2) \cdot H_m}{\eta}$$

$$\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} = \frac{Q_1 + Q_2}{\eta}$$

$$\eta = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot (Q_1 + Q_2)}{\eta_2 \cdot Q_1 + \eta_1 \cdot Q_2}$$ associação em paralelo

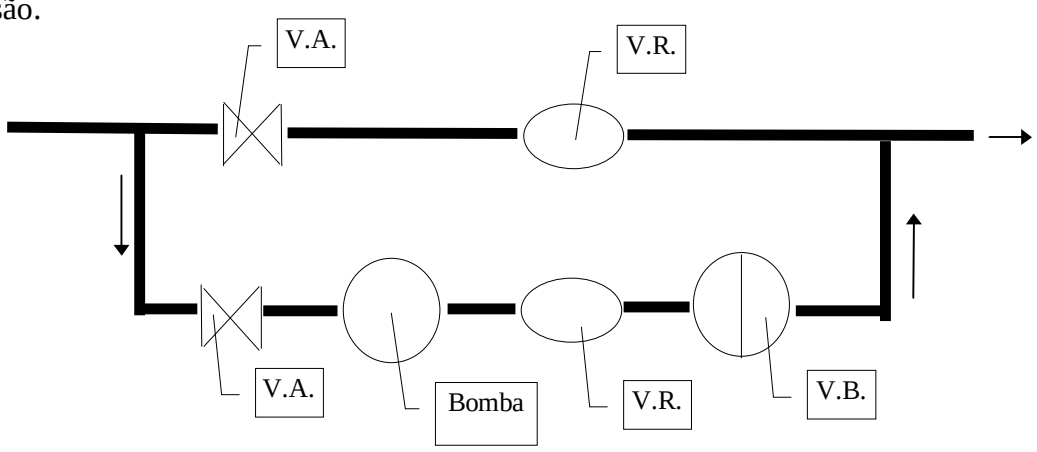
5.19.2 - Bombas em série

O caudal é o mesmo para cada uma das bombas mas as alturas manométricas são diferentes. Por semelhança.

$$\eta = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot (H_1 + H_2)}{\eta_2 \cdot H_1 + \eta_1 \cdot H_2}$$ associação em série.

5.20 - BOOSTERS

BOOSTER é uma bomba que, quando colocada numa tubagem, aumenta a pressão.



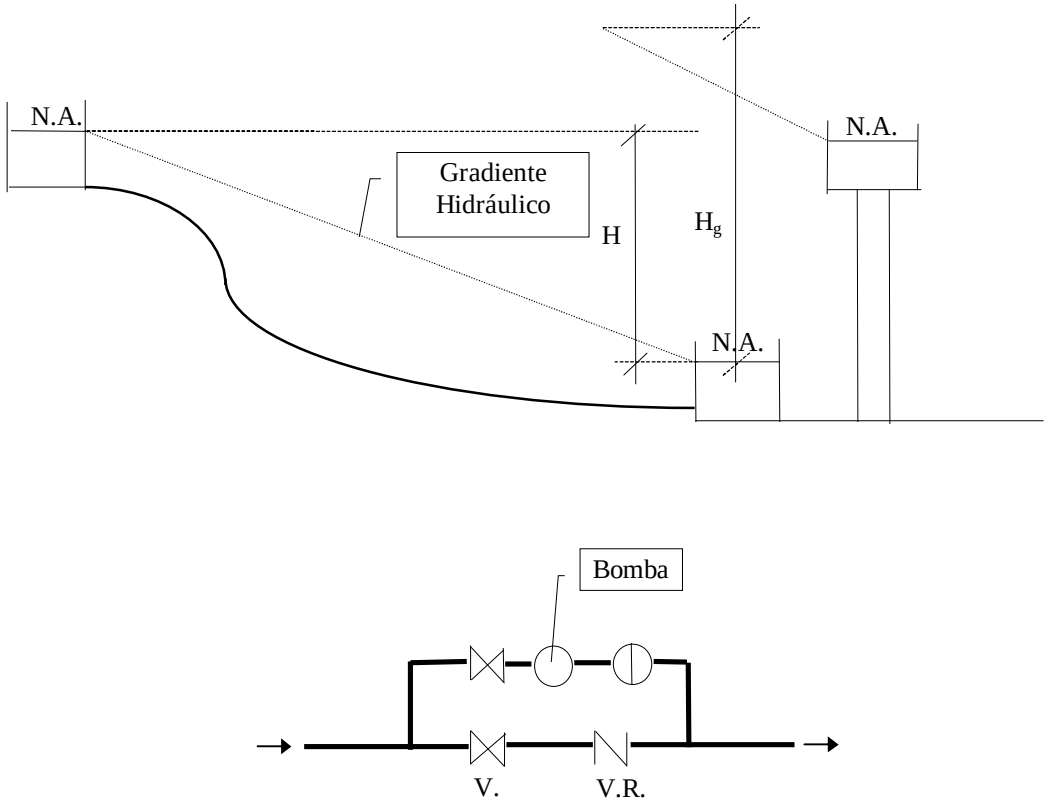
V.A. Válvula de adufa;

V.R. Válvula de retenção;

V.B. Válvula de borboleta.

Um BOOSTER fica intercalado numa adutora mantendo constante o caudal e compensando as perdas de carga.

É instalado geralmente em *bypasse* isto é, em paralelo. Na adutora deve ser colocada uma válvula de retenção e uma válvula de adufa.



Sem o BOOSTER o caudal na tubagem depende exclusivamente da altura geométrica ou seja do desnível topográfico.

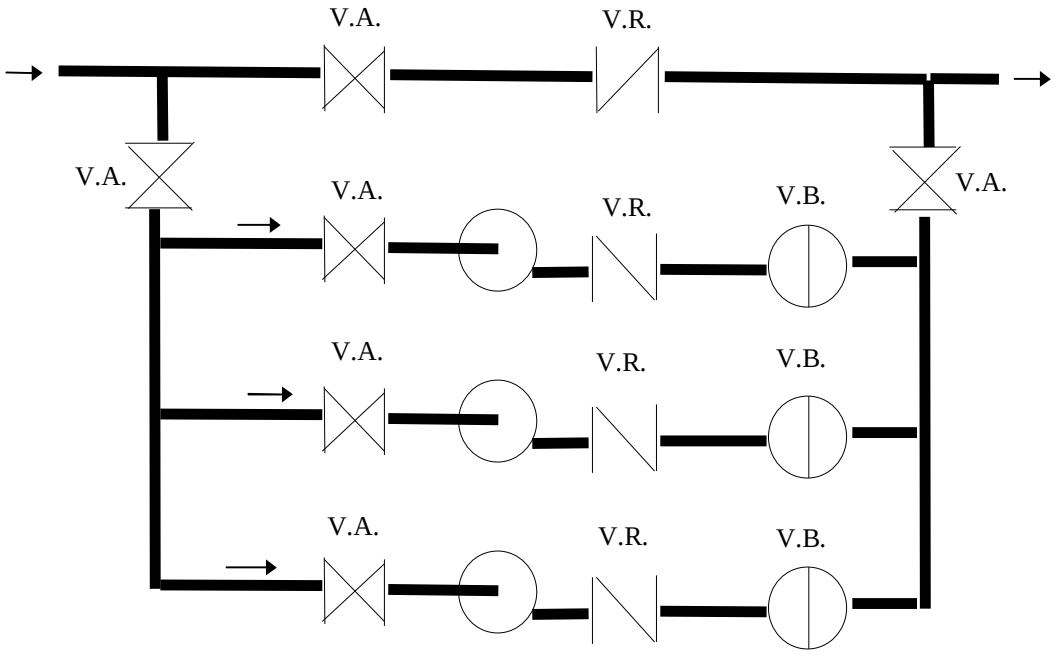
Ao operar, o BOOSTER gera uma energia *H* que origina um "degrau" no gradiente hidráulico dando-lhe mais cota com a válvula V totalmente fechada o caudal passa todo através da bomba. O caudal quando escoa devido somente à gravidade é

proporcional a $\sqrt{\frac{H_g}{L}}$ mas, sob o efeito da energia $H_g + H$ o caudal no BOOSTER e na tubagem é proporcional a $\sqrt{\frac{H_g + H}{L}}$.

Isto é, como se baixasse o nível do reservatório de jusante de uma profundidade H referente à energia que o BOOSTER fornece.

5.20.1 - Associação de BOOSTERs

Podem-se associar BOOSTERs em paralelo conforme o esquema abaixo.



B	Bomba;
V.A.	Válvula de adufa;
V.B.	Válvula de borboleta;
V.R.	Válvula de retenção.

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPÍTULO V

TURBO MÁQUINAS HIDRÁULICAS (TURBINAS)

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Eng. Teixeira da Costa
Eng. Davide Santos
Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

6 - História 1
6.2 - Velocidade específica - conceito 1
6.3 - Componentes de uma turbina.....2
6.4 - Classificação das Turbinas 3
6.4.1 - Modo de actuação da água 3
6.4.1.1 - Turbinas de acção ou impulsão 3
6.4.1.2 - Turbinas de reacção 4
6.5 - Tubo de aspiração (difusor) 6
6.5.1 - Tipos de tubos de aspiração.....7
6.6 - Campos de aplicação das turbinas.....7
6.6.1 - Velocidade específica 7
6.6.2 - Altura de queda e caudais.....8
6.7 - Rendimento das turbinas.....8
6.8 - Aproveitamentos hidroeléctricos.....8
6.8.1 - Central a fio de água 9
6.8.2 - Central com acumulação ou armazenamento.....9
6.8.3 - Central por armazenamento por bombagem.....9
6.8.4 - Central com reversão.....10
6.9 - Energia e Potência - Conceitos 10
6.9.1 - Potência de uma central.....10
6.10 - Equipamentos eléctricos 11

6 - História

Máquina hidráulica é todo o aparelho destinado a transformar em trabalho mecânico a energia hidráulica, isto é, a energia gerada por um gradiente hidráulico (queda de água).

Quando a água opera por choque temos um carneiro hidráulico. Quando a água age directamente sobre certas peças solidárias com um eixo, determinando movimento de rotação, estamos na presença de uma roda hidráulica. Numa roda hidráulica a água produz directamente o movimento de rotação agindo sobre as paredes dos recipientes chamado cubos ou sobre superfícies planas ou curvas chamadas pás, palhetas ou penas.

Em algumas máquinas a águas perde o seu movimento relativo ficando em repouso relativamente à roda ou seja, fica com a velocidade desta. Neste caso a água sai da roda pela mesma região por onde entrou. São assim as rodas hidráulicas muito usadas durante séculos.

Noutras máquinas a água conserva o seu movimento relativo entrando por uma região da roda e saindo por outra, são as turbina hidráulicas.

A diferença fundamental entre roda e turbina é que na primeira a água perde o seu movimento relativo e na segunda conserva-o.

Na turbina o caudal e queda podem variar sem alteração significativa no rendimento desta, desde que permaneça constante o produto $Q \times H$ ao passo que nas rodas isso não se verifica.

A roda hidráulica só pode aproveitar uma pequena altura de queda, geralmente o diâmetro da própria roda.

Nas rodas hidráulicas umas vezes utiliza-se a energia da água através do seu peso, como nas figuras que se seguem.

Outras vezes utiliza-se a energia cinética da água, como nas figuras abaixo.

6.2 - Velocidade específica - conceito

A velocidade periférica, no rotor da turbina, é proporcional ao respectivo diâmetro e ao número de rotações n por minuto; e é :

$$u = K_s \cdot D \cdot n$$

Para um conjunto de turbinas homólogas isto é, para um grupo de turbinas que são hidraulicamente similares (de tal maneira que os resultados dos testes feitos em laboratório numa unidade podem ser generalizados através das leis de semelhança hidráulica), a relação $\phi = \frac{u}{U}$ é uma característica constante descrita como "coeficiente periférico". Assim.

$$u = \phi \cdot U = \phi \cdot K_1$$

$$\sqrt{H} = K_6 \cdot \sqrt{H} = K_5 \cdot D \cdot n$$

Então:

$$n = \frac{K_6 \cdot \sqrt{H}}{K_5 \cdot D} = \frac{K_7 \cdot \sqrt{H}}{D}$$

Da equação:

$$P = K_4 \cdot D^2 \cdot H^{\frac{3}{2}} \Leftrightarrow D = \frac{\sqrt{P}}{\sqrt{K_4} \cdot H^{\frac{3}{4}}}$$

e substituindo:

$$n = \frac{K_7 \cdot \sqrt{H} \cdot \sqrt{K_4} \cdot H^{\frac{3}{4}}}{\sqrt{P}} = K_8 \cdot \frac{H^{\frac{5}{4}}}{\sqrt{P}}$$

É a equação característica para um conjunto homólogo de turbinas. O coeficiente K_8 geralmente conhecido por velocidade específica n_s, ou número específico, é a velocidade de rotação de uma turbina, hidraulicamente semelhante, que produz uma potência unitária, sob queda útil unitária, funcionando com o mesmo rendimento.

$$n = n_s \cdot \frac{H^{\frac{5}{4}}}{P^{\frac{1}{2}}} \Leftrightarrow n_s = n \cdot \frac{P^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{5}{4}}}$$

n_s Velocidade específica ou número específico;

n rotações por minuto;

P Potência;

H Altura de queda.

6.3 - Componentes de uma turbina

Uma turbina compõe-se dos seguintes elementos :

Rotor - roda móvel, elemento principal, consiste numa série de pás ou conchas unidas a um eixo.

Distribuidor - parte fixa que serve de união entre o rotor e a tubagem forçada.

Tubagem forçada - conduz a água, sob pressão, até ao distribuidor.

Tubo de aspiração - Serve de união entre a turbina e a restituição para o rio. Inicialmente a sua função principal era aproveitar o desnível existente entre o rotor e a saída, em virtude de se produzir sob o rotor uma depressão equivalente à altura da coluna de água da tubagem. Modernamente o tubo de aspiração tem a forma duma buzina transformando a energia cinética da água à saída do rotor, em energia de pressões que se recupera.

6.4 - Classificação das Turbinas

6.4.1 - Modo de actuação da água

6.4.1.1 - Turbinas de acção ou impulsão

A água flui, com velocidade sensivelmente constante, apoiando-se sobre as paredes das conchas e está submetida à pressão atmosférica. Deste tipo de turbinas aproveita-se toda a energia da água em forma de energia cinética.

Exemplo: Turbina PELTON que é constituída basicamente por um rotor, em torno do qual estão fixadas as conchas, por uma tubagem forçada de adução contendo um, dois ou mais injectores e por blindagem metálicas. O jacto é tangencial, motivo porque estas turbinas são tangenciais.

Os injectores podem ser reguláveis.

A faixa de operação é bastante lata podendo operar entre 10% e 100% da potência máxima.

A turbina PELTON aplica-se em quedas de grande altura com pequenos caudais.

As vantagens da turbina PELTON são a facilidade com que se pode trocar peças, a facilidade de reduzir as sobrepressões nas tubagens, a exigência de pouco caudal.

A maior queda, em turbina PELTON, situa-se na Suíça, (Dixence) com 1750m e potência de 65 MW.

A maior potência é gerada no aproveitamento de Cubatão (Brasil) com 719m de queda e 110 MW.

As turbinas PELTON podem ser dispostas com eixo vertical ou horizontal.

6.4.1.2 - Turbinas de reacção

A água circula entre as pás, variando a velocidade e a pressão. Esta, por não ser constante obriga à variação da secção transversal aproveitando-se, assim, a energia da água, uma parte na forma de energia cinética e o resto na forma de energia de pressão.

As turbinas de reacção são as FRANCIS, HÉLICE e KAPLAN.

As principais máquinas eram uma espécie de turbinas de acção e foram baseadas nas rodas hidráulicas.

As turbinas de reacção apareceram em princípios do século XIX. No ano de 1833 o engenheiro francês FOURNEYRON inventou a turbina que ficou com o seu nome, e que funcionava sempre submersa. HENSCHEL e JONVAL introduziram o tubo de aspiração, mas foi o engenheiro americano FRANCIS, que em 1849, inventou a turbina mista que leva universalmente o seu nome.

As turbinas FRANCIS são utilizadas em aproveitamentos com quedas acima de 10m, podendo dizer-se que é, de todas as turbinas, a mais ecléctica.

Existem duas espécies de turbinas FRANCIS.

FRANCIS caixa aberta : Recomendáveis para aproveitamentos hidroeléctricos com queda até 10m. O rotor, o distribuidor, o tubo de aspiração e parte do eixo ficam situados dentro de uma câmara em comunicação directa com a câmara de carga e abaixo do nível mínimo de montante. O eixo pode ser horizontal ou vertical.

FRANCIS caixa espiral : Para quedas acima de 10m. Para o caos de minicentrais o eixo fica disposto horizontalmente, devido às facilidades de instalação e manutenção.

As turbinas FRANCIS classificam-se, segundo a velocidade específica em :

Lentas - diâmetro de saída sensivelmente menor que o de entrada.

Normais - diâmetro de entrada e saída são iguais.

Rápidas - diâmetro de saída maior que o da entrada.

Muito rápidas - o bordo de entrada das pás fica muito inclinado até ao eixo o que lhe dá características de hélice.

O aproveitamento do rio Lima em Portugal tem duas turbinas FRANCIS, queda de 179m, potência por turbina de 14 MW.

Castelo de Bode tem 3 turbinas FRANCIS com H = 95m e potência por turbina de 80 MW.

A barragem de Itaipú no Brasil tem 12 turbinas FRANCIS gerando um total de 12.000 MW.

A turbina BANKI é considerada uma turbina de acção, na qual o fluxo de água atravessa o rotor cilíndrico transversalmente com duas passagens pelas pás.

A turbina MICHELL ou BANKI, como é conhecida foi inventada por estes dois engenheiros e sofreu adaptações do engenheiro OSSBERGER sendo actualmente construída na Alemanha.

A faixa abrangida pela turbina BANKI sobrepõe-se de um modo geral, à faixa das turbinas FRANCIS.

A faixa em que a turbina BANKI pode trabalhar é muito vasta, com quedas em torno de 200m e caudais reduzidos (20 l/s).

A turbina BANKI aplica-se aos aproveitamentos hidroeléctricos de pequenas potências até 2.000 kW, daí o seu "reaparecimento" após anos de esquecimento, devido ao entusiasmo que se está a criar em torno das minihídricas.

Nas faixas de baixa queda (inferior a 10m) a turbina BANKI apresenta o inconveniente de ter de trabalhar com uma velocidade de rotação baixa (<2.000 rpm) o que leva a ter que se introduzir correias de multiplicação de velocidades, advindo daí uma considerável perda de rendimento.

O rotor tem a forma de um cilindro, com as pás dispostas periféricamente, recebendo um duplo impulso, correspondente à entrada e à saída do fluxo de água. Por este motivo estas turbinas são conhecidas por duplo fluxo ou duplo impulso.

A turbina HÉLICE é considerada uma turbina de reacção sendo utilizada com maior frequência em aproveitamentos com quedas abaixo de 12 metros. Tal como as do tipo FRANCIS, as turbinas do tipo HÉLICE também podem ser instaladas em caixa armada ou no betão com caixa do tipo semi-espiral. Quanto ao eixo da unidade elas podem ser de eixo vertical ou horizontal, sendo as primeiras utilizadas com maior frequência.

Uma forma aperfeiçoada da turbina HÉLICE é a turbina KAPLAN que apresentam os rotores com pás de passo variável. Torna-se evidente que, consoante as variações de caudal e de queda, podem ser modificadas as pás aumentando o rendimento.

Assim para cada posição das pás corresponde uma turbina HÉLICE.

Modernamente apareceram as turbinas BOLBO que são turbina KAPLAN instaladas em invólucros fechadas e submersos, próprios para gerar energia utilizando pequenas quedas em rios muito caudalosos. São muito conhecidas as turbinas STRAFLO (do inglês *straight flow* - escoamento directo).

As maiores turbinas KAPLAN estão instaladas nos E.U.A. e na Rússia.

Também a turbina PELTON sofreu modificações originando a turbina TURGO. Nestas turbinas o jacto e as pás têm inclinações de tal modo que a águas choca com a concha e sai em sentido contrário com a mesma inclinação, originando um maior rendimento.

6.5 - Tubo de aspiração (difusor)

A função do tubo de aspiração é a de aproveitar o desnível que fica entre o rotor e o nível da água a jusante, no canal de restituição, e também a energia cinética que existe à saída do rotor.

Conforme as características da queda e das turbinas há preponderância de uma ou outra função. Para se conseguirem velocidades específicas, cada vez maiores, coloca-se o rotor a pouca altura sobre a água de modo a aumentar as velocidades de saída podendo recuperar-se uma grande parte da energia cinética através do tubo de aspiração.

Sendo H_s a distância vertical entre a saída de água do rotor e o nível de jusante. chamada de altura estática de aspiração, temos.

$$H_s = h_{at} - h_r - h_t - \rho \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

em que:

h_{at} pressão atmosférica no sítio da turbina;

h_r pressão mínima à saída do rotor;

h_t tensão de vapor de água à temperatura t;

U velocidade da saída de água do rotor;

ρ rendimento do tubo de aspiração.

a pressão h_r, à saída do rotor, não pode ser nula e muito menos negativa. Nas primeiras turbinas a velocidade de saída era considerada como perdida e a fim de que ela fosse a menor possível utilizavam-se turbinas de grande diâmetro e pequeno

número de rotações, nestes casos o tubo de aspiração era de secção constante e o seu rendimento ρ muito pequeno.

Com o aperfeiçoamento do tubo de aspiração e a recuperação da energia que se consegue na parte correspondente à velocidade U de saída do rotor, são admitidas grandes velocidades nas turbinas FRANCIS, muito rápidas e nas KAPLAN U chega a ser igual a $0{,}40 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$ ou seja, para $H = 10m \Rightarrow U = 5{,}60m/s$.

Os valores específicos $\frac{U}{\sqrt{2 \times g \times H}}$ são fixados pelos constritores para cada tipo de turbina.

Os valores de ρ variam de 0,40 (turbinas de eixo horizontal) a 0,80 (turbinas de eixo vertical).

6.5.1 - Tipos de tubos de aspiração

Nas primeiras turbinas, quando não se conhecia a sua importância, o tubo de aspiração era um simples cilindro.

Ao verificar-se a importância da recuperação da energia cinética tomou a forma cónica mas procurando-se maneira de que a transição não fosse muito brusca para evitar o perigo de que a água "descolasse" das paredes, produzindo remoinhos marginais. Por esta razão o ângulo das paredes do tubo de aspiração com o eixo longitudinal não ultrapassa os 6º.

Ao aumentar-se o raio, linearmente com o comprimento, as velocidades diminuem com o quadrado da distância ao rotor, produzindo-se a maior parte da recuperação da energia na zona superior do tubo de aspiração. Mas esta mudança acentuada de energia pode produzir cavitação e por isso deu-se ao tubo de aspiração uma forma buzinóide de modo que a variação de velocidade não se dê bruscamente.

6.6 - Campos de aplicação das turbinas

6.6.1 - Velocidade específica

De acordo com a velocidade específica as turbinas situam-se entre as seguintes faixas, para uma primeira aproximação.

Velocidade Específica n_s	**Tipo de Turbina**
4 a 30	PELTON com 1 injector
30 a 70	PELTON com vários injectores
50 a 125	FRANCIS lenta - BANKI - MICHELL
125 a 200	FRANCIS normal - BANKI - MICHELL
200 a 350	FRANCIS rápida - BANKI - MICHELL - HÉLICE
350 a 500	FRANCIS muito rápida - HÉLICE
500 a 1000	HÉLICE - KAPLAN

Quadro 6.6.1.1 - Turbinas (velocidade específica)

6.6.2 - Altura de queda e caudais

De acordo com as alturas de quedas e caudais temos o seguinte campo de aplicação.

H **m**	**Q** m^3/s	**Turbina**
1500 a 700	5 a 10	PELTON
700 a 10	0.5 a 5	BANKI - MICHELL
700 a 10	10 a 30	FRANCIS
< 25	10 a 70	HÉLICE - KAPLAN

Quadro 6.6.2.1 - Turbinas (altura de queda e caudais)

6.7 - Rendimento das turbinas

Quando as turbinas operam com o máximo caudal e queda o rendimento aproxima-se dos 90%. Quando o caudal varia as turbinas de melhor desempenho são a PELTON (por se poder mudar o diâmetro do injector) e a KAPLAN (devido ao facto de se poder variar o passo da hélice). Apenas com metade do caudal conseguem-se rendimentos superiores a 85%.

A turbina FRANCIS com metade do caudal apresenta rendimentos abaixo dos 80% sendo as de hélice (pás fixas) as que apresentam pior desempenho (75%) quando o caudal se reduz para metade.

6.8 - Aproveitamentos hidroeléctricos

A energia eléctrica pode ser produzida em três tipo de centrais:

Central hídrica - utiliza-se a água;

Central térmica - utiliza-se o carvão, diesel ou outro combustível;

Central nuclear - utiliza-se a fissão do núcleo - energia atómica.

dos três aproveitamentos sobressai a energia hídrica como a mais económica mais "fria" e a que menos danos provoca ao meio ambiente.

Tipos de centrais hidroeléctricas.

Os aproveitamentos hidroeléctricos podem ser:

a) a fio de água;

b) Acumulação ou armazenamento;

c) Armazenamento por bombagem;

d) Com reversão.

6.8.1 - Central a fio de água

Uma central a fio de água localiza-se num rio perene (com caudal constante durante o ano). Localizam-se onde existem quedas, cascatas ou cachoeiras. É o tipo de aproveitamento eléctrico mais barato, mas, actualmente, só é viável em algumas regiões de África, Ásia, América do Sul e Canadá.

Algumas centrais a fio de água dispõem de algum armazenamento destinado a compensar eventuais falhas no caudal. Quando existem grandes barragens a montante, que garantem um caudal perene, é possível a construção das centrais por acumulação, combinada com fio de água.

6.8.2 - Central com acumulação ou armazenamento

Uma central por acumulação consiste na construção de uma barragem de modo a armazenar um grande volume de água que será depois utilizado ao longo do tempo. As turbinas trabalham dentro de uma certa faixa de utilização da água, isto é, tem que se manter uma determinada queda.

6.8.3 - Central por armazenamento por bombagem

Uma central com armazenamento por bombagem gera energia para atender à carga máxima mas durante as horas em que a demanda é reduzida, a água turbinada é bombada para um reservatório a montante (geralmente a uma cota mais alta do que o primeiro reservatório. Esta água bombada será posteriormente turbinada nas horas de ponta.

6.8.4 - Central com reversão

Numa central com reversão, durante as horas mortas, a água é bombada para o reservatório através de um grupo de turbinas que se transformam em bombas.

6.9 - Energia e Potência - Conceitos

Suponhamos que se pretende levar até ao 3º andar de um prédio (10m de altura) uma quantidade de batatas correspondente a 100kg. Para se conseguir isto é preciso gastar energia (20.000 J) e pode ser feito por um atleta (2 trajectos) ou por uma criança (20 trajectos). O trabalho é invariável, o que muda é o tempo gasto para fazer esse trabalho. Quanto mais curto for o tempo gasto mais potente é o trabalhador.

A energia a gastar caracteriza a tarefa a realizar.

A potência caracteriza aquele que realiza a tarefa ou seja o que fornece a energia correspondente.

A energia, fornecida por um trabalhador ou uma máquina, não se obtém do nada mas somente através da transformação. A pessoa que transporta as batatas fornece efectivamente os 20.000 Joules necessários mas fá-lo graças à energia bioquímica conseguida através dos alimentos que ingere periodicamente.

A potência é o gasto de energia ou seja é a energia na unidade de tempo.

A unidade de potência é o Watt ou potência de um sistema no qual se escoa um Joule por segundo.

As pessoas têm potência de dezenas de Watts, os animais de tracção de algumas centenas de Watts.

Caudal de um rio => Volume de água que escoa por segundo

Potência de um sistema => Energia que se escoa por segundo

6.9.1 - Potência de uma central

Potência instalada de uma central é a potência máxima que pode ser produzida pelos geradores com carga normal e caudal máximo.

A unidade de potência em energia eléctrica é o quilowatt que equivale a 1.34HP.

A unidade de energia eléctrica é o quilowatt-hora definido com 1 kW de potência fornecido durante uma hora. Também se usa expressar a energia eléctrica em kW-dia ou kW-ano.

Potência firme é a potência que uma central tem probabilidade de fornecer durante 100% do tempo. Para uma central hídrica corresponde à potência produzida quando a disponibilidade de água, incluindo acumulação, é mínima.

Potência extra ou secundária é toda a potência disponível além da firme. Costuma ser vendida a taxas mais baixas.

6.10 - Equipamentos eléctricos

O eixo da turbina sujeito a rotações, é ligado ao eixo de um gerador que vai produzir a energia eléctrica.

Um gerador é composto por dois elementos:

Um campo magnético formado por um conjunto de electroímans com polaridade alternadamente oposta e por um rotor ou sistemas de condutores eléctricos onde é induzida uma corrente eléctrica quando se gira o rotor.

Quando um condutor eléctrico passa por dois pólos adjacentes, de polaridade oposta, ocorre uma completa inversão na força electromotriz fenómeno conhecido por ciclo.

O número de ciclos por segundo (Hertz) é a frequência.

Na U.E. o número de ciclos por segundo é 50 e nos E.U.A. e Brasil é 60.

A potência dos geradores de corrente alternada é dada em quilovolt-amperes kVA e é relacionada com uma determinada temperatura que é suportada pela segurança.

A potência aparente de um gerador difere da sua potência nominal de acordo com a seguinte expressão.

Potência nominal (kW) = Potência aparente kVA $\times$ factor de potência

O factor de potência ϕ nunca pode ser maior do que a unidade e o seu valor depende da relação entre a indutância e a resistência em carga. Uma carga com pequena indutância, como a iluminação, tem um factor de potência que se aproxima da unidade.

O factor de potência da carga dos sistemas usuais varia entre 0.8 e 0.9.

As dimensões e o peso dos geradores variam muito em função da sua potência em kVA e da sua velocidade de funcionamento.

Os geradores de corrente alternada com potências de 3000 kVA variam de 18t (900 r.p.m.) até 55t (100 r.p.m.) e têm grande porte (3.00m de altura e 2.40 - 4.80m de diâmetro), motivo por que são necessárias estruturas especiais para a sua montagem.

Para a transmissão da energia são necessários os transformadores. Um transformador consta de um núcleo de ferro em torno do qual se enrolam duas bobinas, a primária ligada à ponta de energia (gerador) e a secundária ligada ao circuito receptor (linha de transmissão). Todo o conjunto é mergulhado em óleo que funciona com isolante eléctrico e como meio de refrigeração.

A função dos transformadores é de elevar a voltagem para a transmissão de energia.

A transmissão de energia eléctrica em altas voltagens reduz as perdas e possibilita o uso de condutores mais finos nas linhas de transmissão.

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPÍTULO VII

CHOQUE HIDRÁULICO
(GOLPE DE ARIETE)

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Eng. Teixeira da Costa
Eng. Davide Santos
Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

7.1 - Golpe de aríete 1
7.2 - Classificação das manobras de fechamento 5
7.3 - Equivalência de tubagens.....7
7.4 - Golpe de aríete em linhas de compressão 8
7.5 - Medidas que atenuam o golpe de aríete 9
7.6 - Velocidade na tubagem 9
7.7 - Seccionamento lento 10
7.8 - Golpe de aríete em condutas elevatórias 10
4.9 - Protecções contra o golpe de aríete 15

7.1 - Golpe de aríete

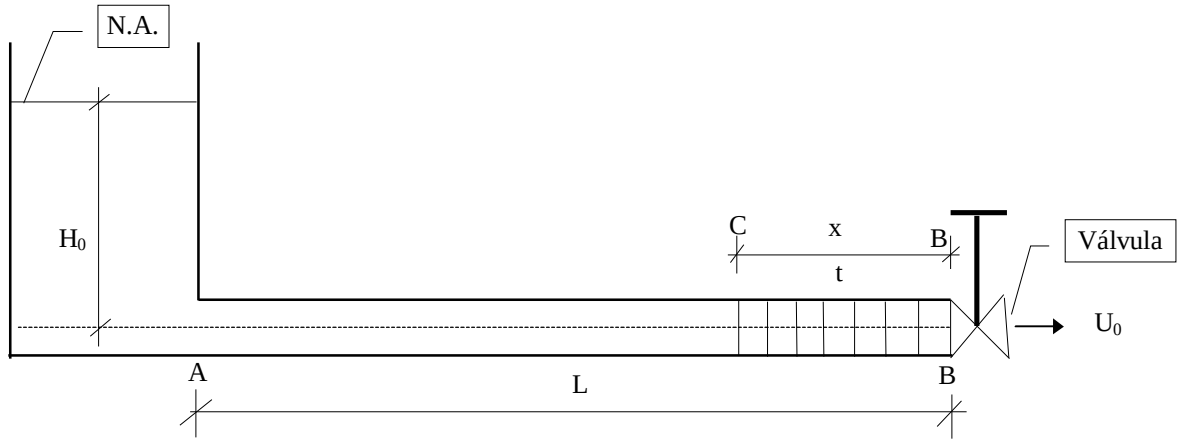
Quando no escoamento da água a pressão e o caudal, numa secção transversal, não variam com o tempo é aplicável o teorema de BERNOULLI e o movimento é permanente.

Quando a pressão e o caudal variam com o tempo o movimento não é permanente e pode ocorrer numa tubagem quando se corta bruscamente o fluxo originando o golpe de aríete.

Golpe de aríete é a variação brusca de pressão, acima ou abaixo do valor normal de funcionamento, devido às mudanças bruscas da velocidade da água. As manobras instantâneas nas válvulas são as causas principais da ocorrência de golpe de aríete.

O golpe de aríete provoca ruídos desagradáveis, semelhantes ao de marteladas em metal. Pode romper as tubagens e danificar instalações.

JOUKOWSKY estabeleceu uma lei que permite determinar a pressão máxima provocada pelo fechamento brusco de uma válvula instalada numa tubagem.



A tubagem AB é alimentada pelo reservatório sob a carga H_0. A tubagem tem diâmetro constante D, onde circula água em movimento permanente com velocidade média U_0.

Se a válvula em B se fechar instantaneamente a coluna líquida de comprimento x terá a sua velocidade anulada no tempo t. Pela 2ª lei de NEWTON (a força da massa em movimento é igual à variação da quantidade de movimento na unidade de tempo) temos :

$$F = \gamma \cdot h \cdot A$$

$$\frac{\gamma}{g} = \rho$$

$$\frac{A \cdot x}{t} = Q$$

$$F = \rho \cdot Q \cdot U$$

$$F = A \cdot \gamma \cdot h_{\max} = \frac{A \cdot \gamma \cdot x}{g \cdot t} \cdot U_0$$

em que as variáveis assumem os seguintes significados:

A área da secção dos tubos

g aceleração da gravidade

γ peso específico da água

η massa específica da água

h_{max} aumento da pressão em (m.c.a.) - sobrepressão devida ao golpe de aríete

$$h_{\max} = \frac{x}{t} \cdot \frac{U_0}{g}$$

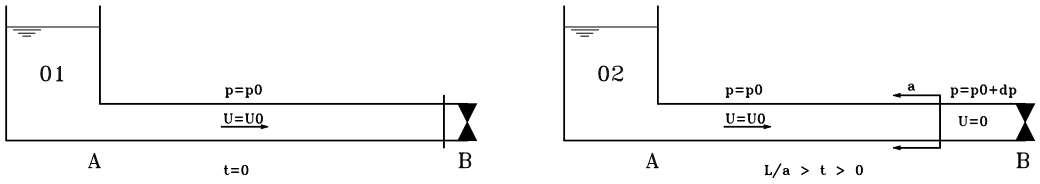
que traduz a lei de JOUKOWSKY e aplica-se aos casos de fechamentos bruscos da válvula B.

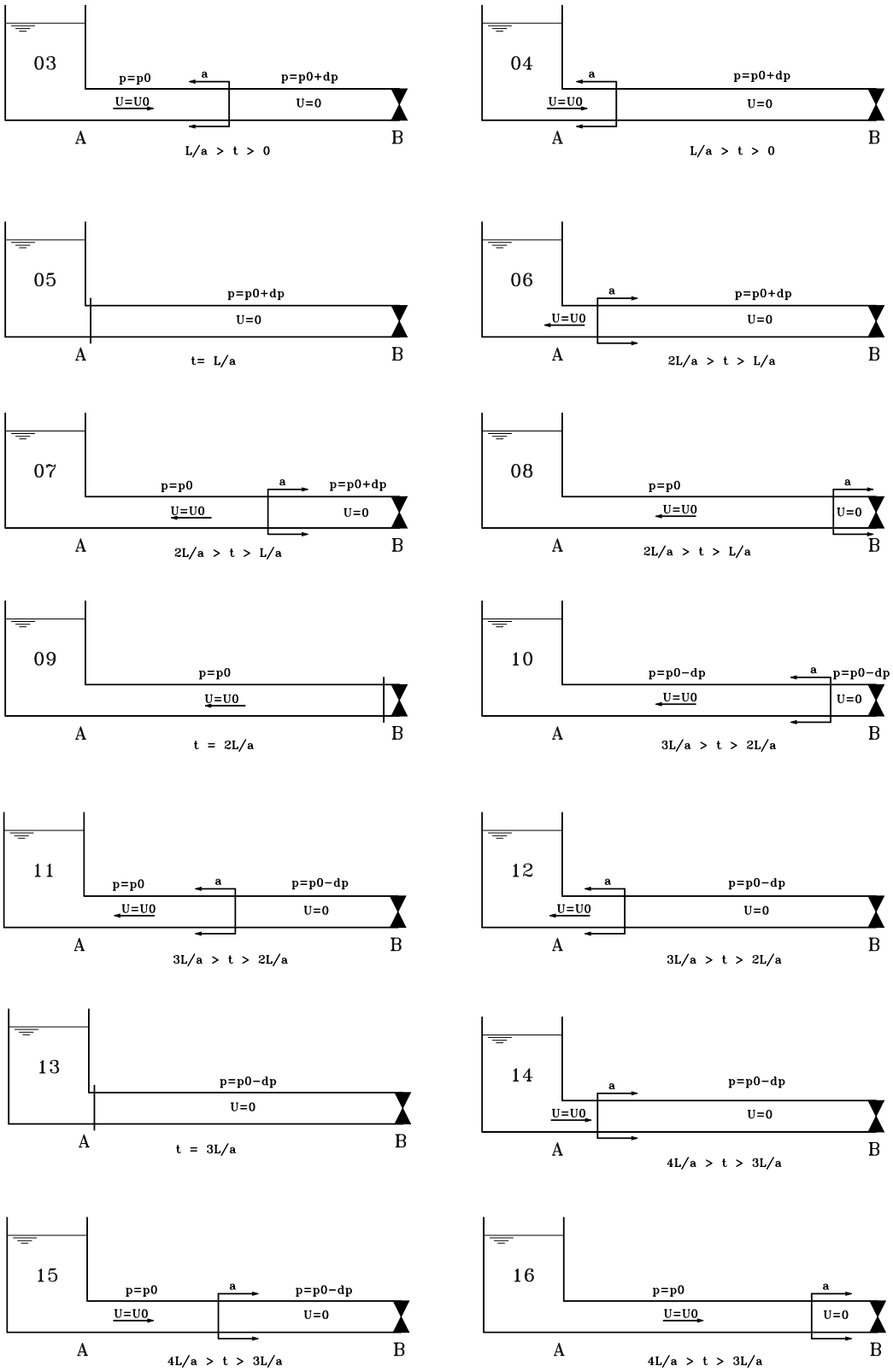
A onda de pressão, devida à redução brusca da velocidade em condutas forçadas, é proporcional à variação da velocidade da água e à velocidade média com que a variação da pressão percorre a linha dos tubos.

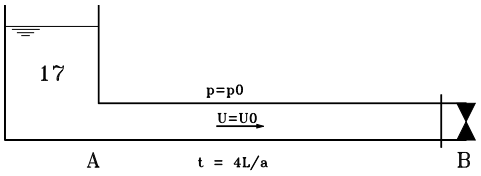
A velocidade média com que a variação de pressão percorre a linha dos tubos denomina-se celeridade e é igual a :

$$a = \frac{x}{t}$$ celeridade

Vamos visualizar o fenómeno do golpe de aríete através dos esquemas apresentados no desenho a seguir. A tubagem AB é alimentada por um reservatório de nível constante H_0 em regime permanente.




03
p=p0
a
p=p0+dp
U=U0
U=0
A
B
L/a > t > 0
04
a
p=p0+dp
U=U0
U=0
A
B
L/a > t > 0
05
p=p0+dp
U=0
A
B
t= L/a
06
a
p=p0+dp
U=U0
U=0
A
B
2L/a > t > L/a
07
p=p0
a
p=p0+dp
U=U0
U=0
A
B
2L/a > t > L/a
08
p=p0
a
U=U0
U=0
A
B
2L/a > t > L/a
09
p=p0
U=U0
A
B
t = 2L/a
10
p=p0-dp
a
p=p0-dp
U=U0
U=0
A
B
3L/a > t > 2L/a
11
p=p0
a
p=p0-dp
U=U0
U=0
A
B
3L/a > t > 2L/a
12
a
p=p0-dp
U=U0
U=0
A
B
3L/a > t > 2L/a
13
p=p0-dp
U=0
A
B
t = 3L/a
14
a
p=p0-dp
U=U0
U=0
A
B
4L/a > t > 3L/a
15
p=p0
a
p=p0-dp
U=U0
U=0
A
B
4L/a > t > 3L/a
16
p=p0
a
U=U0
U=0
A
B
4L/a > t > 3L/a



Em B existe uma válvula de seccionamento (gaveta ou adufa, globo ou borboleta).

Em (2) já ocorreu o seccionamento brusco e uma certa onda de pressão desloca-se da válvula para o reservatório à velocidade a em m/s. A velocidade da água U_0 vai-se anulando à medida que a onda se propaga, de camada em camada. Simultaneamente o tubo dilata-se e a densidade da água aumenta. Isto verifica-se de (1) a (5), onde a densidade da água aumenta.

(6) a (8), quando a onda chega a A a pressão na tubagem é maior do que H_0 e por isso a água escoa da tubagem para o reservatório invertendo-se a velocidade U_0. A onda de pressão é reflectida de R para B e atrás desta onda a tubagem retorna às sua dimensões normais e a densidade da água volta ao seu valor primitivo.

(9) a (13), atingindo a válvula fechada B a onda reflecte-se e propaga-se outra vez até ao reservatório e a velocidade passa de zero para $-U_0$. Atrás da onda o tubo contraí-se, a densidade da água diminui e a velocidade é nula. A pressão fica inferior à inicial H_0 e verifica-se uma depressão.

Em (13), ao atingir a secção A a pressão no interior do tubo é menor do que H_0, há instabilidade no sistema.

(13) a (17) a água começa a fluir do reservatório para a tubagem em velocidade $+U_0$, os tubos voltam a adquirir a sus secção normal, a densidade da água retorna ao valor primitivo. Chega-se assim às condições iniciais, quando se fechou a válvula. Se esta continuar fechada vai repetir-se um novo ciclo.

Se não houvesse atrito (rugosidade) nas paredes do tubo, e energia cedida ao reservatório, a repetição dos ciclos não sofreria interrupção.

Chama-se período de tubagem, tempo de reflexão, ou período crítico o tempo necessário para a onda de pressão ir da válvula ao reservatório e retornar.

$$\mu = \frac{2 \cdot L}{a} \qquad \text{(1) a (9)}$$

sendo:

μ período da tubagem;

L Comprimento da tubagem (m);

a Velocidade de propagação da onda - celeridade (m/s).

A celeridade calcula-se pela fórmula de ALLIEVI.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}}$$

em que:

a celeridade da onda, (m/s);

D diâmetro dos tubos, (m);

e espessura dos tubos, (m);

K coeficiente, função do módulo de elasticidade do material que constitui a tubagem.

$$K = \frac{10^{10}}{E}$$

valores típicos de K:

Tubos de aço, K = 0,5;

Tubos de ferro fundido, K = 1,0;

Tubos de betão, K = 5,0;

Tubos de fibrocimento, K = 4,4;

Tubos de plástico, K = 18,0.

A celeridade, geralmente na ordem de 100 m/s, chega a ter valores de 300 m/s. O valor de a = 1425 m/s é a velocidade de propagação do som na água e corresponde a um material com $E = \infty$ (indeformável).

7.2 - Classificação das manobras de fechamento

Se a manobra for rápida a válvula fica fechada antes da ocorrência da onda de depressão. Pelo contrário, se a válvula for fechada lentamente há tempo para ocorrência da onda de depressão, antes que se dê a oclusão completa.

As manobras de fechamento podem ser lentas ou rápidas (bruscas ou instantâneas).

Uma manobra é lenta quando o tempo é superior ao tempo da tubagem μ.

$$t > \frac{2 \cdot L}{a}$$

Se o tempo de manobra for inferior ao tempo da tubagem a manobra é rápida.

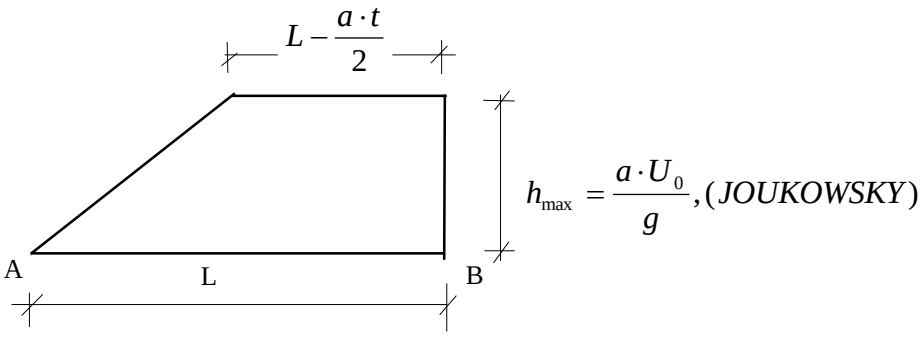
$$t < \frac{2 \cdot L}{a}$$

A maior sobrepressão ocorre quando a manobra é rápida. Ela pode ser calculada, no extremo da linha, pela expressão,

$$h_{\max} = \frac{a \cdot U_0}{g},$$

que é a formula de JOUKOWSKY já vista atrás.

Quando a manobra é rápida a sobrepressão distribui-se conforme o seguinte diagrama:



U_0 velocidade média da água;

a celeridade;

g força da gravidade.

Quando a manobra é lenta $t > \frac{2 \cdot L}{a}$ pode aplicar-se a fórmula de MICHAUD que dá valores aproximados, desde que haja variação linear de velocidade nas manobras.

$$h_{\max} = \frac{a \cdot U_0}{g} \cdot \frac{\mu}{t}$$

sendo:

h_{max} sobrepressão ou acréscimo da pressão (m.c.a.);

U_0 velocidade média da água (m/s);

a celeridade (m/s);

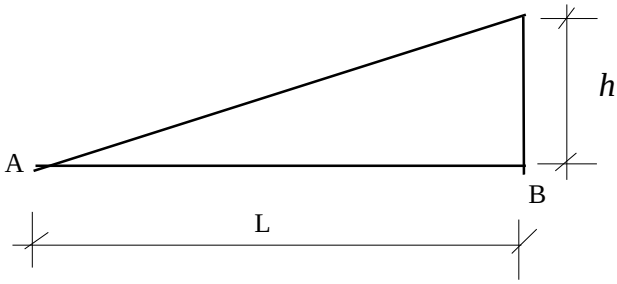
μ período da tubagem $\frac{2 \times \mathrm{L}}{\mathrm{a}}$, (s);

t tempo de manobra (s).

Substituindo, vem:

$$h_{max} = \frac{2 \cdot L \cdot U_0}{g \cdot t}, (MICHAUD)$$

Ao longo da tubagem o acréscimo da pressão distribuindo-se de acordo com o seguinte diagrama.



$$h = \frac{2 \cdot L \cdot U_0}{g \cdot t}, (MICHAUD)$$

A fórmula de MICHAUD dá valores maiores do que os verificados experimentalmente mas é aplicada na prática, por se situar no lado da segurança.

O fenómeno do golpe de aríete é extremamente complexo e o seu estudo depende de muitas condições e inúmeras variáveis.

Na fórmula de MICHAUD são feitas algumas simplificações.

Além de MICHAUD existem outras teorias e fórmulas das quais destacamos a de SPARRE, de JOHNSON (teoria inelástica) de ALLIEVI, de GIBSON, de QUICK (teoria elástica).

SPARRE,

$$h_{max} = \frac{2 \cdot L \cdot U_0}{g \cdot t} \times \frac{1}{2 \cdot \left(1 - \frac{L \cdot U_0}{2 \cdot g \cdot t \cdot H_0}\right)}$$

JOHNSON,

$$h_{max} = \frac{L \cdot U_0}{2 \cdot g^2 \cdot H_0 \cdot t^2} \cdot \left(L \cdot U_0 + \sqrt{4 \cdot g^2 \cdot {H_0}^2 \cdot C^2 + L^2 \cdot {U_0}^2}\right)$$

ALLIEVI, Calcula-se através de ábacos.

7.3 - Equivalência de tubagens

No caso de uma conduta em série, com troços de comprimentos L_1, L_2, L_3 e secções S_1, S_2, S_3 a conduta equivalente terá por comprimento L e S_1.

$$L = L_1 + \frac{L_2 S_1}{S_2} + \frac{L_3 S_1}{S_3} + \cdots$$

Se a tubagem tiver o mesmo diâmetro mas celeridades diferentes a celeridade equivalente será :

$$\frac{L}{a} = \frac{L_1}{a_1} = \frac{L_2}{a_2} = \frac{L_3}{a_3}$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

7.4 - Golpe de aríete em linhas de compressão

Numa linha de compressão o caso mais relevante de golpe de aríete é o que ocorre quando se dá uma interrupção brusca da energia eléctrica. A velocidade das bombas começa a diminuir e com ela o caudal, mas a coluna líquida continua a subir pela tubagem até que a inércia é vencida pela força de gravidade.

É neste período que se dá uma descompressão no interior da tubagem. Em seguida o sentido de escoamento inverte-se e a coluna líquida retorna para a bomba. Se não existirem válvulas de retenção a bomba começará a girar, em sentido contrário, funcionando como turbina.

Se houver uma válvula de retenção o retorno da coluna líquida provoca o choque e a compressão do líquido dando origem ao golpe de aríete.

Se a válvula de retenção não se fechar rapidamente a coluna líquida passa através da bomba, ganhará velocidade mais altas e o golpe de aríete poderá atingir valores altíssimos no momento do fecho.

Se a válvula de retenção fechar-se rapidamente o golpe de aríete não chega a atingir um valor maior do que duas vezes a altura manométrica.

Para o cálculo rigoroso do golpe de aríete é necessário conhecer-se os seguintes dados:

a) Momento de inércia das partes rotativas da bomba e do motor ($kg \times m^2$);

b) Características internas da bomba (efeitos sobre a dissipação da energia, funcionamento como turbina);

c) Condições de compressão e comportamento da onda de pressão.

O cálculo rigoroso do golpe de aríete é feito graficamente pelo processo de BERGERON.

7.5 - Medidas que atenuam o golpe de aríete

A fim de se limitar o golpe de aríete, em instalações de bombagem, costumam adoptar-se as seguintes medidas isoladas ou em conjunto :

a) Limitação da velocidade nas condutas;

b) Seccionamento lento das válvulas através de peças que não permitem a oclusão rápida;

c) Instalação de válvulas de retenção ou válvulas especiais;

d) Emprego de tubos que resistem à máxima pressão prevista que é, geralmente, o dobro da pressão estática;

e) Utilização de aparelhos especiais, que limitam o golpe de aríete, tais como válvulas BLONDELET;

f) Emprego de câmaras de ar comprimido;

g) Utilização de volantes;

h) Construção de chaminés de equilíbrio.

7.6 - Velocidade na tubagem

Uma velocidade elevada, numa tubagem, é economicamente interessante mas é desaconselhável sob o ponto de vista técnico.

As velocidades elevadas provocam ruídos e vibrações incómodas e no caso de ocorrência de golpe de aríete, pressões altas que podem ocasionar a ruína do sistema.

As velocidades baixas também não são aconselhadas porque ocasionam deposição de sedimentos na tubagem.

A experiência manda adoptar valores práticos para velocidades médias que não devem ser tomadas rigidamente.

Para águas que carregam materiais em suspensão não é comum velocidades abaixo de 0,60 m/s.

Nas redes de distribuição de água a velocidade fica dependente da fórmula,

$$U_{\max} = 0.127 \cdot D^{0.4}$$

Sendo D o diâmetro do tubo em (mm) e a velocidade expressa em (m/s).

Na prática não são estabelecidos valores mínimos para as velocidades das redes de distribuição.

Para os sistemas elevatórios de água as velocidades médias devem ficar entre 0,55 e 2,40 m/s. O limite superior é adoptado apenas para instalações que funcionem apenas algumas horas por dia (até 6 horas).

Em turbinas, para geração de energia eléctrica, as velocidades são elevadas chegando a ultrapassar 10 m/s.

7.7 - Seccionamento lento

A oclusão das válvulas deve ser muito lenta, com tempo muito inferior ao tempo da tubagem. Existem válvulas com dispositivos que limitam o tempo de seccionamento.

7.8 - Golpe de aríete em condutas elevatórias

Como já foi referido anteriormente o golpe de aríete é a variação brusca de pressão, acima ou abaixo do valor normal de funcionamento, devido às mudanças bruscas da velocidade da água.

Lei de JOUKOWSKY,

$$h_{\max} = \frac{x}{t} \cdot \frac{U_0}{g}$$

em que:

- U_0 velocidade na tubagem;
- g aceleração da gravidade;
- a celeridade - velocidade média com que a variação de pressão percorre a tubagem.

$$a = \frac{x}{t}$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D}{e}}}$$

- a celeridade da onda (m/s);
- D diâmetro dos tubos (m);
- e espessura dos tubos (m);
- K coeficiente função do módulo de elasticidade do material dos tubos $K = f(E)$

$$K = \frac{10^{10}}{E}$$

Tubagem	K	a (m/s)
Aço	0.5	1000
Ferro fundido	1.0	1100
Betão	5.0	1200
Fibrocimento	4.4	890
Plástico	18.0	480

Quadro 7.8.1 - características das tubagens (JOUKOWSKY)[1]

Chama-se período de tubagem, tempo de reflexão ou período crítico ao tempo necessário para a onda de pressão ir da bomba ao reservatório e retornar.

$$\mu = \frac{2 \cdot L}{a}$$

sendo:

μ Período da tubagem (s);

L comprimento da tubagem (m);

a celeridade (m/s).

sobrepressão máxima,

$$h_{\max} = \frac{a \cdot U_0}{g}$$

sendo:

a celeridade;

U_0 velocidade na tubagem (m/s);

g aceleração da gravidade (9.81 m/s^2).

Numa conduta a funcionar por gravidade, ao fechar-se bruscamente uma válvula produz-se uma onda de pressão que tendo o seu início na válvula accionada transmite-se ao longo da tubagem até à sua origem, no reservatório de montante, e retrocede regressando à válvula. Em seguida volta a verificar-se o mesmo ciclo.

Quando há uma paragem brusca das bombas sucede o mesmo fenómeno, mas ao contrário, isto é, inicia-se uma depressão, a seguir à bomba, que se transmite até ao final, transformando-se depois em compressão que retrocede às bombas.

[1] A celeridade geralmente varia entre 300 a 1000 m/s

Quando a paragem é brusca $t < \frac{2 \cdot L}{a}$ o valor da sobrepressão é independente do comprimento da tubagem e a sobrepressão toma o valor $h_{\max} = \frac{a \cdot U_0}{g}$, (ALLIEVI).

Quando a paragem é lenta $t > \frac{2 \cdot L}{a}$ utiliza-se a fórmula de MICHAUD

$$h_{\max} = \frac{2 \cdot L \cdot U_0}{g \cdot t}.$$

No caso das adutoras gravitatórias o fecho da válvula pode efectuar-se em tempos diferentes, conforme a vontade do operador ao passo que em condutas elevatórias o tempo de paragem é totalmente independente do operador, e é imposto pelas condições das bombas.

É por isso que é mais lógico transformar as expressões dos tempos e então teremos:

Tubagem curta,

$$L > \frac{a \cdot t}{2}$$

Tubagem longa,

$$L < \frac{a \cdot t}{2}$$

Em experiências recentes foi posta a seguinte fórmula para o cálculo do tempo da paragem (t).

$$t = C + \frac{K \cdot L \cdot U_0}{g \cdot H_m} \qquad \text{MENDILUCE}$$

sendo :

- t tempo de paragem em (s);
- C parâmetro tabelado, dependente da inclinação do terreno;
- K parâmetro tabelado, efeito de inércia da bomba;
- L comprimento da tubagem (m);
- U_0 velocidade na tubagem (m/s);
- g aceleração (m/s^2);
- H_m altura manométrica (m).

i (%)	0	10	20	30	40
C	1.00	1.00	0.95	0.58	0.00

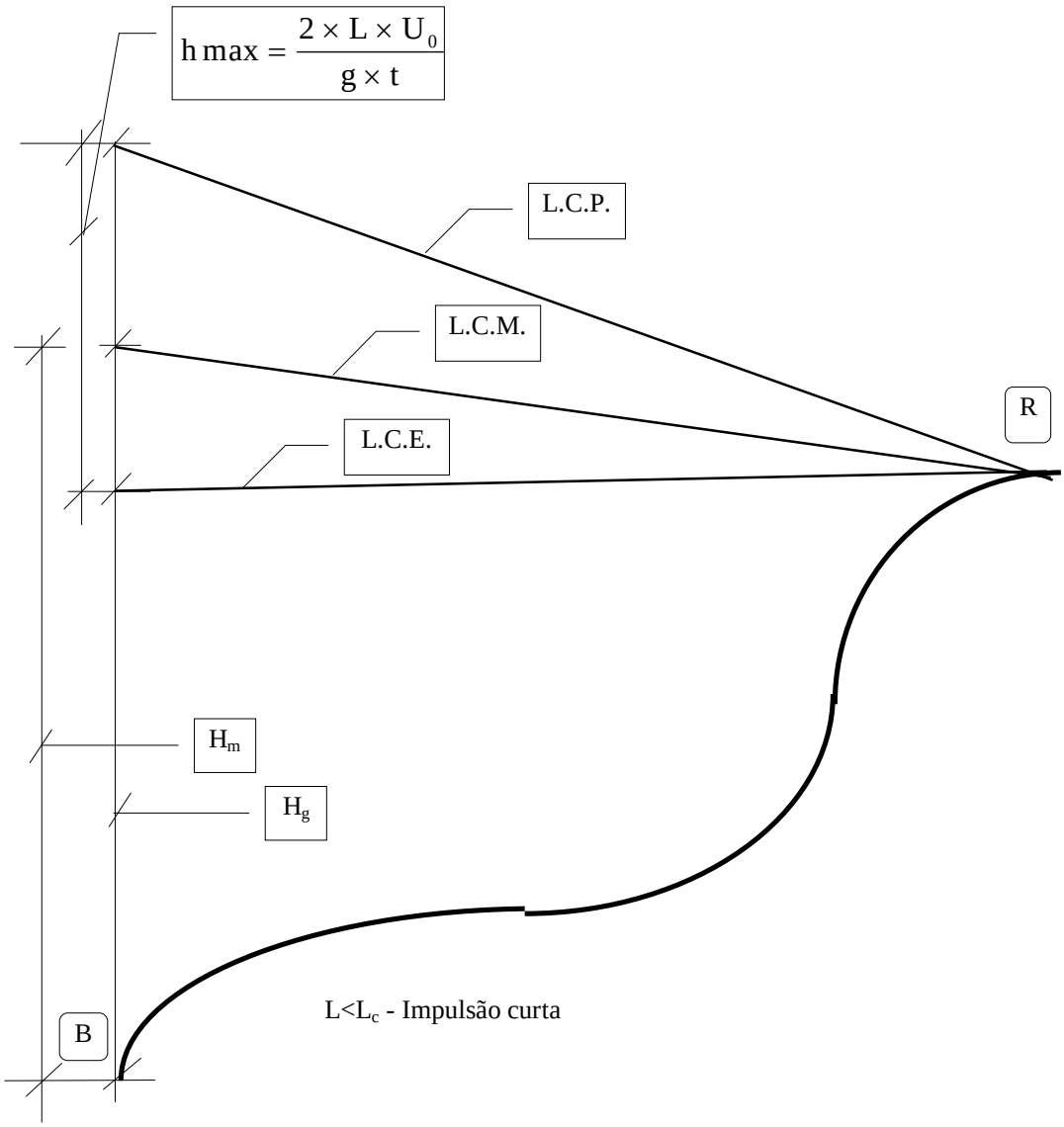
Quadro 7.8.2 - Valores de C = f(Hm/L)

Para inclinações superiores a 50% devem ser tomados cuidados especiais sendo recomendável a fórmula de ALLIEVI para cálculo do golpe de aríete, em toda a extensão da tubagem.

Os valores de K recomendados são os seguintes:

L (m)	< 500	≈ 500	] 500, 1500 [	≈ 1500	> 1500
K	2.00	1.75	1.50	1.25	1.00

Quadro 7.8.3 - Valores de K (ALLIEVI)



L.C.M. Linha de carga manométrica;

L.C.E. Linha de carga estática;

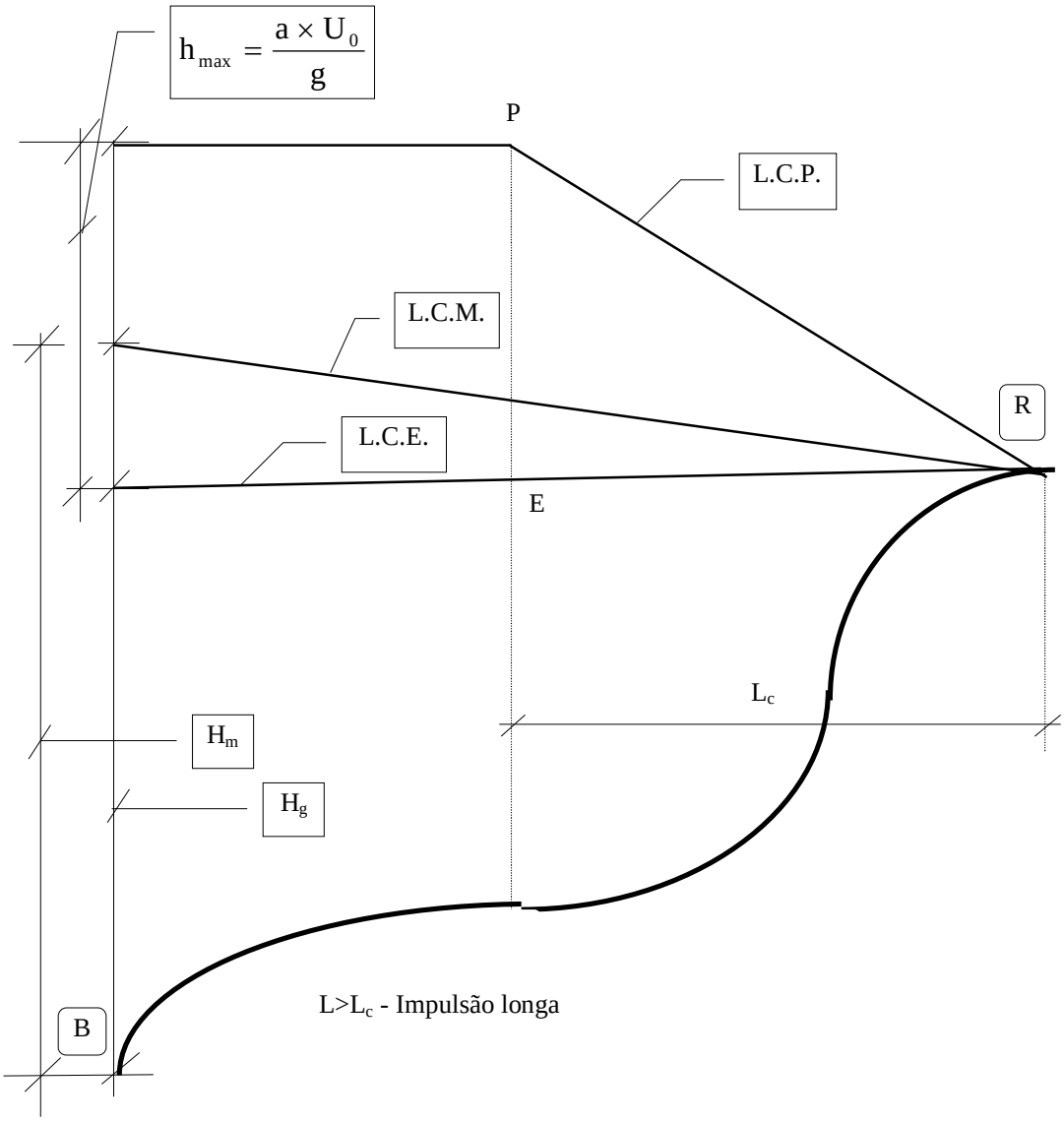
L.C.P. Linha de carga na paragem;

B Bomba;

C Reservatório;

L_c Comprimento crítico é a distância que separa o final da compressão do ponto crítico (coincidência dos valores de MICHAUD e ALLIEVI),

$$L_c = \frac{a \cdot t}{2}$$



L.C.M. Linha de carga manométrica;

L.C.E. Linha de carga estática;

L.C.P. Linha de carga na paragem;

B Bomba;

C Reservatório;

Lc Comprimento crítico é a distância que separa o final da compressão do ponto crítico (coincidência dos valores de MICHAUD e ALLIEVI),

$$\mathrm{Lc} = \frac{\mathrm{a} \times \mathrm{t}}{2}$$

em C,

$$EP = \frac{2 \cdot L \cdot U_0}{g \cdot \mu} = \frac{2 \cdot L \cdot U_0}{g \cdot \frac{2 \cdot L}{a}} = \frac{a \cdot U_0}{g}$$

4.9 - Protecções contra o golpe de aríete

Estuda-se a protecção contra o golpe de aríete, num conjunto elevatório, depois de se ter calculado a sobrepressão devida à paragem imprevista do conjunto motor-bomba.

Regra geral a tubagem resiste à sobrepressão mas as alterações bruscas de pressão, com muitas oscilações, originam variações nas tensões dos materiais especialmente junto das juntas. É muito prudente adoptar-se algum tipo de protecção, independentemente da condição de resistência da tubagem.

Os principais meios de protecção contra o golpe de aríete são :

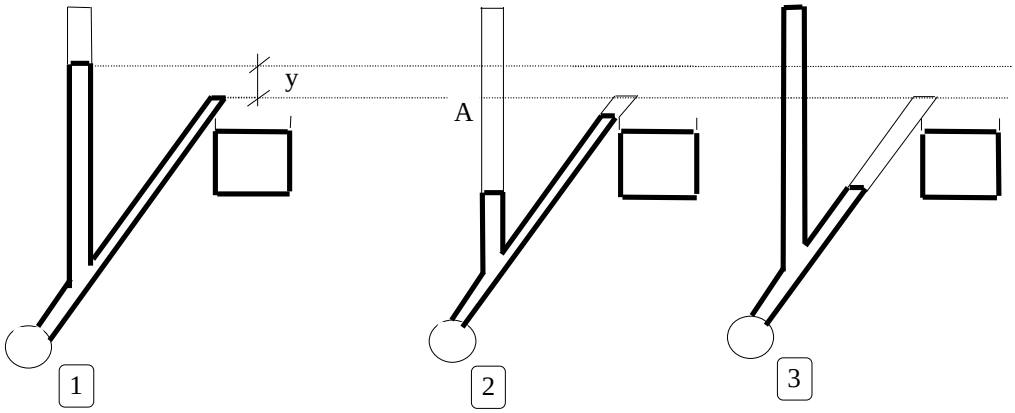
a) - Válvulas de retenção

Colocadas entre a bomba e a válvula de saída. A sua principal função é fechar rapidamente a tubagem, quando a bomba é desligada, evitando que a sobrepressão, que se forma na linha de sobrepressão (golpe de aríete) se propaguem pelo líquido interior da bomba submetendo-a a perigosas pressões altas.

Quando a altura de elevação h_a é muito elevada a válvula de retenção evita que, quando a bomba se encontra em repouso, o líquido flua para ela. Nas bombas mais modernas isto não sucede pois elas vêm providas com um sistema de anéis de vedação.

b) - Chaminés de equilíbrio

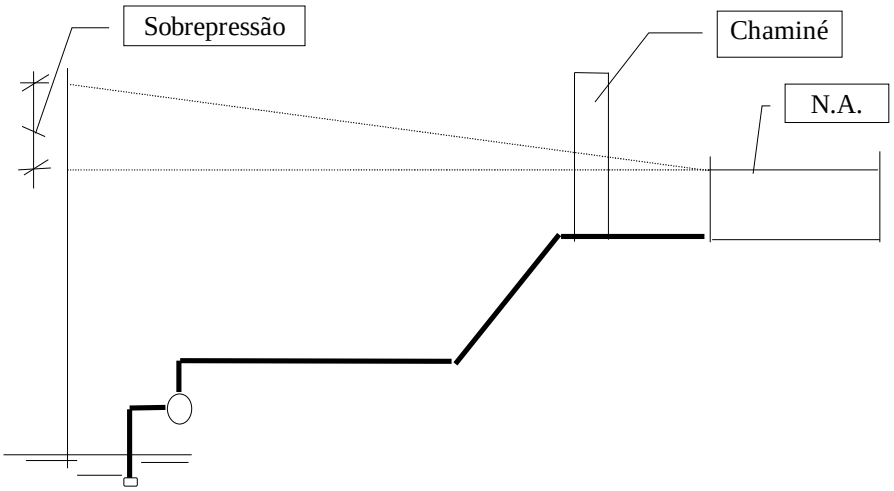
É o melhor meio de protecção contra o golpe de aríete mas a maioria das vezes não é exequível devido aos aspectos topográficos e construtivos.



Nos esquemas acima estão representados três características de uma chaminé de equilíbrio. No instante (1) o sistema está em serviço, o nível da chaminé corresponde à altura manométrica. No instante (2) o nível da chaminé desce devido ao golpe de aríete ter atingido o seu máximo valor negativo (máxima depressão) ou seja A é a diferença entre a pressão estática e a sobrepressão. O numero (3) represente o instante do refluxo da água "sopapo" que se produz quando é atingida a máxima sobrepressão positiva.

Nos casos vulgares a construção de uma chaminé de equilíbrio é cara devido à sua altura.

Quando a topografia é favorável, como no caso que se segue, pode-se adoptar esta solução.

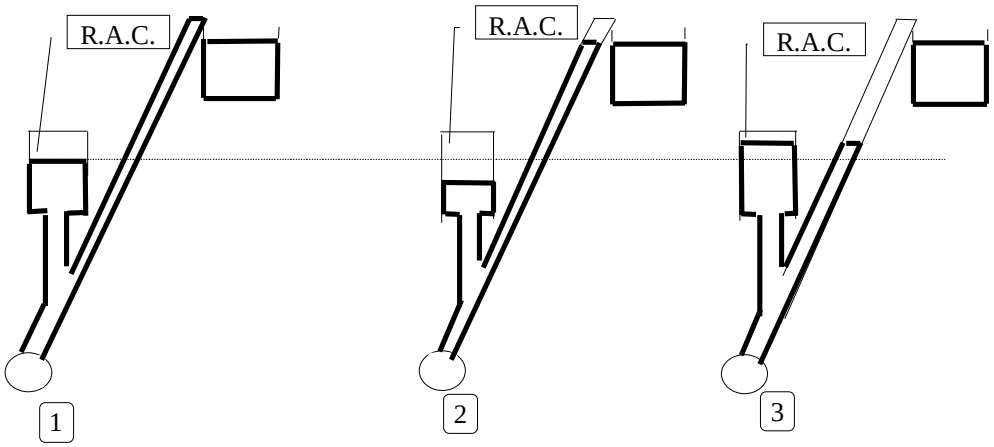


Não é usual a chaminé de equilíbrio próximo das bombas.

c) - Reservatório de ar comprimido R.A.C.

A água acumulada sob pressão no interior de um reservatório metálico, ligado à tubagem, pode impedir a descontinuidade de escoamento à compressão, quando há uma paragem da bomba.

A pressão do ar no reservatório, em condições normais, equilibra a pressão na tubagem, no troço da ligação ao reservatório



(1) - Funcionamento normal;

(2) - A água contida no reservatório de ar R.A.C. ocupou o lugar deixado pela onda de depressão que se iniciou na bomba e prosseguiu até ao final da tubagem.

(3) - A água refluiu e ocupou parte do reservatório R.A.C. obrigando o nível deste a elevar-se e a comprimir mais o ar que se encontrava dentro do reservatório.

Os reservatórios de ar protegem a instalação contra a sobrepressão e depressão e são muito empregados.

d) - Válvulas anti-golpe

Possuem um orifício que elimina para a atmosfera um certo volume de água que cria uma redução de pressão que equilibra a sobrepressão.

São colocadas em derivação na tubagem de compressão.

Quando a pressão atinge um determinado valor abrem-se automaticamente descarregando a água para o rio, reservatório ou poço.

e) - Volantes de inércia

Os volantes de inércia reduzem a amplitude da onda de depressão mas o seu emprego limita-se a sistemas elevatórios cujo comprimento da linha de compressão não exceda aproximadamente um quilómetro.

Com a incorporação de um volante é reduzida a oscilação de pressão. A inércia retardará a perda de rotações do motor e consequentemente aumentará o tempo de paragem da água.

Além dos sistemas apontados, que são os principais, costumam-se adoptar ainda as seguintes disposições :

e.1) - Usar tubagem[2] cuja resistência aguente o golpe de aríete;

e.2) - Usar velocidades baixas (entre 0.80 e 1.50 m/s);

e.3) - Usar ventosas de duplo efeito em todos os pontos altos.

[2] Regra prática : Num tubo de aço não haverá esmagamento se a espessura em mm for igual a dez vezes o diâmetro expresso em metros (D=800 mm $\Rightarrow$ D = 0.8 m $\Rightarrow$ 10 $\times$ 0.8 = 8.0 mm).

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPÍTULO VIII

BARRAGENS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Eng. Teixeira da Costa
Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

8.0 - Barragens 1
8.1 - História 1
8.2 - Planeamento 2
8.2.1 - Objectivos 2
8.3 - Selecção do sítio da barragem 2
8.3.1 - Topografia 3
8.3.2 - Fundações 4
8.3.3 - Hidrologia 5
8.3.4 - Transporte de sedimentos 5
8.4 - Classificação de barragens 5
Uso 5
Arquitectura 6
8.4.1 - Barragem gravidade 6
8.5 - Impacto no meio ambiente 19
8.5.1 - Albufeira 19

8.0 - Barragens

8.1 - História

A maior parte dos rios no mundo não têm caudal suficiente para satisfazer as demandas de água, especialmente durante as estiagens.

Desde tempos remotos que houve necessidade de armazenar as águas das chuvas de modo a poder utilizá-las durante a época seca.

As barragens não fazem mais do que fazer uma transferência de água no tempo em oposição às adutoras que fazem fazem transferência de água no espaço.

A primeira barragem, de que há memória, foi construída na Caldeia, no rio Tigre. Outra barragem, muito antiga, foi construída no rio Nilo próxima de Mênfis.

Na Índia as barragens contam-se por milhares.

Quando os ingleses ocuparam a India encontraram, só no estado de Madrasta, milhares de barragens de pequeno porte, todas destinadas à irrigação. Uma delas, em Ponniary, inundava 20.000ha.

Na ilha de Ceilão, quando os portugueses lá desembarcaram, encontraram mais de 700 barragens.

Os árabes na Peninsula Ibérica construíram centenas de barragens para rega, hoje todas completamente assoreadas.

Os romanos deixaram numerosas barragens na Peninsula Ibérica. Em Portugal existem vestígios de algumas, mencionadas no livro "Aproveitamentos Hidráulicos Romanos a Sul do Tejo" de António de Carvalho Quintela et alii, edição da DGRAH.

As maiores são Monte Novo (H = 5,7m; L = 52m), Almarjão (H = 5,2m; L = 55m), Muro (em Campo Maior) (H = 4,6m; L = 50m) e Pisões (H = 3,0m; L = 130).

Na actividade, desde o início do século, construíram-se milhares de barragens a maioria destinada ao aproveitamento hidroeléctrico.

As maiores do mundo, em volume de acumulação, são :

Owen Falls	**Uganda**	**$204{,}8 \cdot 10^9$ m^3**
Bratsk	**URSS**	**$169{,}3 \cdot 10^9$ m^3**
Kariba	**Zimbabwe**	**$160{,}4 \cdot 10^9$ m^3**
Sadd-el-ali	**Egipto**	**$157{,}0 \cdot 10^9$ m^3**
Akosombo	**Guiana**	**$148{,}0 \cdot 10^9$ m^3**

A maior em geração de energia, é Itaipu (Brasil) com 12.000 MW.

Em Portugal a maior barragem é a de Castelo de Bode com 115m de altura, comprimento de 295,00 m e volume armazenado de $0{,}8 \cdot 10^9$ m^3.

8.2 - Planeamento

8.2.1 - Objectivos

Existem vários motivos para a construção de uma barragem:

a) - ***Controlo de cheias*** - devido à ocupação humana e à degradação da bacia às vezes há necessidade de reter temporariamente grandes volumes de água de modo a evitarem-se inundações, ou seja "achatar-se o hidrograma de cheias"

b) - ***Rejeitos ou minerações*** - Cada vez mais comuns em áreas maneiras estas barragens destinam-se a conter as águas provenientes das minerações, afim de evitar que as substâncias químicas invadam os mananciais a jusante.

c) - ***Correcção torrencial*** - Embora de pequeno porte destinam-se a mudar o regime do rio, diminuindo-lhe a velocidade causadora de erosões e sedimentações nocivas a jusante.

d) - ***Conservação da água*** - Destinam-se a armazenar as águas pluviais ficando-se com uma reserva apta para qualquer período de carência de água.

d.1) - Geração de energia hidroeléctrica;

d.2) - Irrigação;

d.3) - Abastecimento humano e animal;

d.4) - Abastecimento industrial;

d.5) - Piscicultura;

d.6) - Recuperação de terras inundadas;

d.7) - Turismo e lazer;

d.8) - Navegação.

8.3 - Selecção do sítio da barragem

A escolha do sítio da barragem obedece a vários factores que enumeramos a seguir.

8.3.1 - Topografia

A topografia, pode dizer-se, é a chave que abre o projecto. A capacidade de acumulação é o factor mais importante.

A barragem deverá ter o menor volume possível em corpo e acumular o maior volume possível em água. É por isso que a escolha do local é muito importante.

O sítio da barragem deverá ser onde o rio "estreita" após um vale bem aberto e onde o talvegue apresenta fraca inclinação (inferior a 1%).

Para se determinar o volume de acumulação terá que se fazer um levantamento topográfico.

Para pequenas barragens (áreas inundadas até 500ha) pode fazer-se um levantamento topográfico clássico nas escalas 1/2000 a 1/10.000 com curvas de nível de 1 em 1m ou de 5 em 5m.

Para áreas inundadas maiores (acima de 500ha) deve recorrer-se à aerotopogrametria.

Para se calcular o volume de acumulação há vários processos.

Na planta obtida por processos topográficos medem-se, a planímetro, as áreas referentes a cada curva de nível.

Se a equidistância, entre curva de nível for pequena, por exemplo 1 ou 2m não haverá grande erro se calcularmos o volume através do somatório dos volumes parciais entre duas curvas de nível.

$$V = \sum \left(\frac{A_i + A_{i+1}}{2} \cdot h \right)$$

sendo,

h equidistância entre curvas de nível.

A_i área da curva de nível I;

A_{i+1} área da curva de nível imediatamente a seguir.

Se a equidistância for grande (5m por exemplo) é melhor aplica-se a seguinte fórmula.

$$V = \frac{h}{3} \cdot \left(A_i + A_{i+1} + \sqrt{A_i \cdot A_{i+1}} \right)$$

sendo:

h equidistância entre curvas de nível.

A_i área da curva de nível I;

A_{i+1} área da curva de nível imediatamente a seguir.

O volume total será o somatório dos volumes parciais.

Um outro processo, usado quando se deseja rapidez no levantamento, consiste em seccionar a bacia hidráulica (futura) em vários perfis transversais a distancias certas.

A semi-soma entre as áreas de duas secções contíguas multiplicada pela respectiva distância dá-nos o volume parcial.

O volume total será o somatório dos volumes parciais.

$$V = \sum \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \right)$$

este levantamento pode utilizar-se apenas em bacias hidráulicas tipo "salsicha" sem nenhum afluente e de conformação geomorfológica bem homogénea.

Uma vez obtidos os volumes parciais pode elaborar-se um mapa onde constem, em cada cota, as respectivas áreas e volumes.

Com este mapa poderá elaborar-se o diagrama curva cota-área-volume de valor importantíssimo para todo o processo de projecto e de futura operação do reservatório.

Curva Cota-Área-Volume de uma barragem

Exemplo : Para uma altura hidráulica de 16m (altitude de 534m) a barragem acumula $2{,}26 \cdot 10^6$ m^3 e inunda uma área de 51ha.

O levantamento do sitio da barragem (planta, perfil, longitudinal e perfil transversal do eixo) é feito às escalas 1/500 e 1/1000.

Especialmente quando se trata de barragens de terra abrange uma área relativamente grande.

O perfil longitudinal do eixo deve ser extenso e cuidadoso um vez que é sobre ele que vão ser marcadas as sondagens e por onde não ser iniciadas as obras.

8.3.2 - Fundações

Quando a vala é um trecho de montanha, em forma de V, o normal é encontrar-se rocha na fundação e nas ombreiras. Neste caso a barragem aconselhável será de betão.

Quando o eixo se localiza em planície, em vale muito aberto e de encostas pouco íngremes é pouco provável que haja ocorrência de rocha e a barragem aconselhável será a terra.

Logo que o levantamento topográfico esteja concluído imediatamente começam as investigações geológicas que compreendem abertura de poços de inspecção, sondagens a trado, sondagens à percussão (em solo) e sondagens rotativas (em rochas) além de ensaios mais sofisticados.

8.3.3 - Hidrologia

É outro factor fundamental no projecto de uma barragem.

É essencial que a bacia hidrográfica tenha competência para alimentar a bacia hidráulica. De contrário a barragem ficará super-dimensionada com custos sem retorno.

Também não convém o caso inverso de barragem sub-dimensionada ou seja a barragem encher em uma fracção de ano hidrológico o que significa que a bacia não foi suficientemente aproveitada. Neste caso haverá um funcionamento frequente do descarregador de cheias com todos os inconvenientes de abrasão das estruturas.

8.3.4 - Transporte de sedimentos

Uma bacia hidrográfica, de material muito friável, sujeita a grandes erosões, carreia grande quantidade de sedimentos que podem comprometer a vida útil da barragem.

Existem casos, raros, de barragens completamente assoreadas antes de 20anos de uso.

8.4 - Classificação de barragens

As barragens podem classificar-se segundo o seu uso, arquitectura e materiais.

Uso

a) - ***Barragens de derivação*** - constituídas em rios perenes, ou perenizados por barragens a montante, destinam-se a desviar a água para canais ou adutoras.

b) - ***Barragens de armazenamento*** - destinam-se a armazenar as águas excedentes, provenientes de chuvas, que serão utilizadas posteriormente. Uma barragem deste tipo pereniza um rio intermitente.

c) - ***Barragens de atenuação de cheias*** - destinam-se a reter provisoriamente grandes volumes de água que iriam inundar terras e propriedades a jusante. Estes volumes retidos são aproveitados, posteriormente, em geração de energia e irrigação.

d) - ***Contenção de rejeitos*** - Situadas em zonas de mineração recebem os rejeitos sólidos e líquidos das minas e evitam a contaminação dos rios a jusante.

Arquitectura

Geralmente a arquitectura da barragem está relacionada com o tipo de vale e de fundação e consequentemente do material empregue na construção.

Assim é que as barragens podem ser rígidas (betão, alvenaria de pedra, madeira ou aço) ou não rígidas (terra, enrocamento, gabião).

Barragens rígidas

São feitas de betão ou de alvenaria de pedra e podem ser de gravidade (peso), arco ou abóbada, contrafortes ou gravidade aligeirada.

Por serem de dimensões reduzidas abordarem, mais tarde, as barragens de madeira e de aço.

Barragens do tipo gravidade

É a mais rígida e requer uma cuidadosa manutenção é aconselhável em sítios com boa rocha compacta nas fundações. O próprio peso é que faz a sua estabilidade.

Tem o seguinte aspecto.

8.4.1 - Barragem gravidade

Pode ser de alvenaria de pedra, betão convencional ou betão compactado a rolo. Para qualquer dos materiais o processo de dimensionamento é o mesmo.

O projecto de uma barragem gravidade obedece aos seguintes requisitos :

a) - A fundação e as ombreiras do sitio devem ser suficientemente compactas para suportar o peso da barragem.

b) - A fundação deve ser homogénea e uniformemente elástica em todas as direcções, de modo que as suas propriedades possam ser interpretadas segundo a teoria da elasticidade.

c) - A base da barragem deve ser bem assente na fundação e nas ombreiras.

d) - Devem ser tomados cuidados especiais a fim de que assegurada uma perfeita união entre betão e rocha.

e) - O betão deverá ser uniforme em todos os pontos da estrutura devendo as suas propriedades ser acompanhadas através de controlos de qualidade.

f) - Devem ser levados em conta os efeitos provocados por sismos, se se tratar de uma região sujeita a tremores de terra.

g) - A análise da estabilidade deve provar possíveis assentamentos diferenciais.

Forças que actuam numa barragem gravidade

Uma pequena barragem por gravidade está sujeita aos seguintes esforços :

a) - Pressão da água ou impulso I;

b) - Pressão ascensional ou sub-pressão Pa;

c) - Peso da barragem W.

Uma barragem resiste a todas as forças através do seu peso, daí o nome gravidade. Em consequência a barragem deve se maciço com o material construtivo apresentado densidade elevada.

Em pequenas obras a análise estrutural é bidimensional fazendo-se as considerações sobre uma largura unitária.

Pressão da água ou impulso I

A pressão da água actua a 1/3 da altura de água h (nível máxima cheia NMC) e tem o seguinte valor.

$$I = \frac{\gamma_a \cdot h^2}{2}$$

sendo:

I impulso;

γ_a peso volúmico da água;

h altura da água.

Peso da barragem W

tem o seguinte valor,

$$W = \gamma_b \cdot A$$

sendo:

W peso da barragem;

γ_b peso volúmico do betão;

A área da secção transversal da barragem.

O peso W actua no centro de gravidade da secção transversal.

Pressão ascensional P_a

Tem o seguinte valor:

$$P_a = \frac{m \cdot \gamma_a \cdot h \cdot b}{2}$$

sendo:

P_a pressão ascensional ou sub-pressão

m coeficiente de redução;

γ_a peso volúmico da água;

h altura da água na barragem;

b largura da barragem na fundação (por 1m de comprimento)

Esta pressão forma-se sob a fundação e tem sua origem nas fissuras, canículas e poros existentes na rocha. Outrora ignorada nos cálculos, a pressão ascensional (também chamada sub-pressão) deu origem a muitos contratempos e problemas de estabilidade.

O valor de m pode ser igual a 1,0 se a fundação for fraca é igual a 0,5 se a fundação for compacta e receber tratamento adequado.

Quando existe galeria o diagrama toma o aspecto mostrado no desenho, com redução substancial da pressão ascensional após os furos de drenagem que ali se executam.

Barragens de BCR (betão compactado a rolo)

As barragens de gravidade são caras e de construção lenta. O betão convencional exige vibração e alto consumo de cimento.

O aparecimento do Rollcrete ou RCC nos E.U.A. destinou-se a atenuar as duas desvantagens acima mencionadas.

O RCC nos E.U.A. ou C.C.R. no Brasil (concreto compactado a rolo) pode ser definido segundo ANDRIOLO como "um betão de consistência seca que, no estado fresco, pode ser misturado, transportado, lançado e compactado por meio de equipamentos usualmente utilizados em serviços de terraplanagem ou enrocamento".

A primeira aplicação de BCR foi entre 1958 e 1964 na barragem de Alpe Yerá - Itália (altura 178m e volume de 1.716.000m^3) onde o betão foi lançado em camadas horizontais, em lugar dos blocos tradicionais, uma técnica mais de acordo com a das barragens de terra, porque o betão foi transportado por camiões e espalhado com tractor. De então para cá a técnica foi evoluindo e construíram-se dezenas de barragens em todo o mundo.

A partir da década de 80 o emprego de BCR passou a ser usual, obrigando à revisão de projectos previstos para betão convencional e até para terra.

O BCR apresenta as seguintes vantagens em relação às barragens de betão convencional.

a) - Redução do consumo de cimento;

b) - Redução do uso de formas;

c) - Simplificação e redução nas infra-estruturas de apoio não se notando diferença na qualidade do produto final;

d) - Redução do custo e do tempo de construção;

e) - Uso de equipamentos de grande produção semelhantes aos que se empregam nas barragens de terra e enrocamento.

No que se refere às barragens de terra apresenta as seguintes vantagens :

a) - Economia substancial no descarregado pois fica inserido no da barragem. Na barragem de terra há necessidade de se "rasgar" umas das ombreiras a fim de nela se implantar o descarregador, solução nem sempre fácil especialmente se as ombreiras forem muito íngremes, o que sempre sucede em barragens de montanha;

b) - Economia na descarga de fundo uma vez que o comprimento é menor;

c) - Economia nas tomadas de água porque o comprimento é menor e as torres apoiam-se directamente no talude de montante (vertical);

d) - Facilidades no desvio do rio. O tempo de retorno de uma cheia de projecto pode ser menor porque, se houver um galgamento durante a construção, os prejuízos são insignificantes e que não sucede com as barragens de terra.

Um galgamento, durante a construção de uma barragem de terra, provoca enormes danos ao meio ambiente devido ao arrastamento de enorme quantidades de sedimentos para o rio, o que não sucede nas barragens de BCR.

e) - Redução do prazo de construção. Na barragem de terra muitas vezes durante as épocas pluviosas, há necessidade de suspender as obras. A construção de aterros com os solos encharcados é inviável;

f) - A tecnologia dos materiais é mais homogénea o que não sucede com os solos e com os enrocamentos;

g) - Menores volumes de materiais a serem lançados;

h) - Menores áreas de implantação o que dá possibilidade de escolher a melhor fundação;

i) - Diminuição da folga e da altura de laminação de cheia proporcionando um maior volume de armazenamento;

j) - Maior grau de mecanização;

k) - Possibilidade de se construir uma barragem por fases, relacionadas com a altura. Em qualquer tempo pode-se altear a barragem.

Estado da arte do BCR

O BCR tem as mesmas tendências das propriedades significativas do betão convencional.

O BCR possui um teor de água menor que o do betão convencional e menor teor de pasta.

As análises de estabilidade (tombamento, deslizamento) para uma barragem de BCR são iguais às que se afectam para as barragens de betão convencional.

O consumo de cimento do BCR situa-se à volta de 70kg/m^3 de betão.

Uma desvantagem do BCR, que tem o principal motivo de controvérsias, é a elevada percolação que pode ocorrer através das camadas horizontais de betão. Percolações e infiltrações preocupantes ocurreram nas barragens de 1ª e 2ª gerações, embora não tenham afectado a segurança.

Actualmente, afim de se minimizar as infiltrações, usam-se as seguintes técnicas:

a) - Compactação em camadas, cuja altura varia de 0,30 a 0,70m, com cilindros vibratórios lisos, de peso estático superior a 15t.

b) - As camadas são inclinadas, subindo para montante em cerca de 1 a 2%.

c) - O paramento de montante, normalmente vertical, é revestido com uma face de betão convencional vibrado, com aditivos para lhe conferir maior impermeabilidade. A seguir à face é colocado um selo de betão convencional, com 3m de comprimento e espessura de 5cm.

d) - O paramento de jusante após conclusão, apresenta-se em degraus consequência da diminuição do comprimento das camadas. Estes são, também, revestidos com uma face de betão convencional.

e) - Descarregador de perfil ?????, de betão convencional até uma certa cota; em seguida concorda com os degraus do próprio maciço e é, através destes, que a água escoa até uma bacia de dissipação. os degraus servem para o descarregador quando os caudais são pequenos (até 1000m^3/s) e pouco frequentes. Em caso contrário o descarregador será convencional.

f) - Galerias, com furos de drenagem, tal como nas barragens de betão convencional.

apresentasse um desenho referente à barragem da Gameleira.

No vale do rio Gameleira, em Minas Gerais, para uma garganta estreita e rochosa foi projectada uma barragem de terra. Na implantação da obra verificou-se que o descarregador obrigava ao desmonte de 4.000 m^3 de rocha muito alterada. O corte originaria uma altura de 35m o que inviabilizou a obra, devido aos custos incompatíveis, trazidos pelos muros de suporte, com a importância da obra.

A solução de betão convencional revelou-se muito cara. Com o custo da barragem de terra (29,6m de altura) apenas se construiria uma barragem de 12,00m e altura.

A barragem de BCR foi a solução pois o descarregador ficou inserido no corpo da barragem.

Durante a construção verificou-se uma interface vertical rocha/solo aluvionar (na fundação) que iria trazer sérios problemas para a barragem de terra, em virtude da sua área de implantação (1ha) ser muito grande.

A barragem de BCR ficou, *in extremis*, implantada totalmente em rocha sã (quartzito).

Barragem em arco

Podem ser curvas só em planta ou planta e perfil (duplo arco). São inseridas em vales estreitos ou gargantas (canyons) e as fundações e ombreiras terão que ser de rocha sólida e muito compacta.

Parte do impulso é transmitido para as ombreiras devido à acção do arco da secção.

O consumo de betão é muito menor do que nas tipo gravidade de igual altura e consequentemente o custo é menor.

Contudo exige pessoal altamente especializado, em razão de rigor no projecto e no controlo da obra, o que lhe reduz a vantagem adquirida no volume de betão.

Este tipo de barragens não utiliza a soleira normal para descarregador em razão da sua pouca espessura. Em seu lugar é utilizado a túlipa, de construção cara, funcionamento hidráulico deficiente e limitada para vazões pequenas. Também são utilizadas, como descarregadores, orifícios, abertos na barragem, normalmente comandados por comportas.

As forças que actuam numa barragem em arco são :

Impulso horizontal

Devido à água cuja direcção é normal à secção do arco ao longo do raio.

$$P = \gamma_a \cdot h$$

Altura das ondas

Apesar de ser pequeno o impulso das ondas, a altura das ondas é tomada em consideração, para estabelecimento da folga, uma vez que este tipo de barragem não pode sofrer qualquer espécie de galgamento.

Forças sísmicas

Em regiões onde haja tremores de terra.

Pressão ascensional

Devido à pequena área acupada pela barragem e ainda às cuidadosa drenagem das fundações normalmente esta força é forçada.

Barragens não rígidas

Incluem-se as barragens de terra e enrocamento.

Barragens de terra

As primeiras barragens da era moderna, destinadas essencialmente à geração de energia, situaram-se em trechos montanhosos, onde os vales são encaixados e predominam os afloramento rochosos. Foram escolhidos, como é óbvio, os locais mais apertados (gargantas) e neles foram construídas barragens rígidas (gravidade, contrafortes ou arco).

Mas os bons locais foram-se esgotando e foram sendo, cada vez maiores, as necessidades de água, agora já não só para geração de energia mas, especialmente, para abastecimento das grandes cidades que foram surgindo, rapidamente, por todo o mundo. Começaram a construir-se, cada vez mais, barragens não rígidas.

Uma barragem de terra não é exigente nem nas fundações nem nos materiais. Ela molda-se a quase todas as fundações e, com modernas técnicas de mecânica dos solos e terraplanagens, aceita uma enorme variedade de solos.

Os sítios para barragens de terra localizam-se, regra geral, em vales de transição entre a montanha e a planície, no terço médio dos rios. Os vales chegam a ser muito abertos, com ombreiras suaves. Existem barragens com mais de 3km de extensão e há barragens de terra com mais de 200m de altura.

A grande vantagem das barragens de terra, sobre as outras é que podem ser construídas sobre qualquer tipo de fundação.

As barragens de terra são relativamente baratas e não exigem pessoal muito especializado. A construção costuma absorver a mão de obra local. É um dos recursos que os governos lançam mão quando uma região é afectada por secas e há necessidade de ocupar milhares de pessoas que normalmente trabalham na agricultura.

Tipos de barragens de terra

Há três tipos principais de barragens de terra de acordo com os solos utilizados de construção.

a) - Barragem de aterro homogéneo;

b) - Barragem zonada;

c) - Barragem com núcleo.

Barragem de aterro homogéneo

É utilizado somente um único tipo de solo. As partes principais de uma barragem deste tipo são:

a) - Aterro propriamente dito, cujos taludes têm inclinações que constam dos quadros a seguir, entendendo-se por esvaziamento brusco ou rápido o que apresenta velocidades mínimas de descida de nível de 15cm por dia;

b) - Filtro ou dreno vertical ou inclinado constituído por areia seleccionada de granulometria adequada ao tipo de solo utilizado, ou por brita confinada em geotextil;

c) - Filtro, dreno ou tapete horizontal constituído por areia seleccionada de granulometria adequada ao tipo de fundação, ou por brita confinada em geotextil.

Sujeito a esvaziamento rápido	Símbolo de grupo do solo	Montante	Jusante
Não	GW, GP, SW, SP	Não adequado (Permeável)	Não adequado (Permeável)
	GC, GM, SC, SM	2,5:1	2:1
	CL,ML	3:1	2,5:1
	CH, MH	3,5:1	2,5:1
Sim	GW, GP, SW, SP	Não adequado (Permeável)	Não adequado (Permeável)
	GC, GM, SC, SM	3:1	2:1
	CL,ML	3,5:1	2,5:1
	CH, MH	4:1	2,5:1

Quadro 8.4.1.1 - Inclinações dos taludes de barragens homogéneas, sobre fundações estáveis

d) - *Cut-off* - parte do aterro que se insere na fundação. Quando esta é de boa qualidade não se utiliza *cut-off* embora a fundação seja toda escarificada e preparada para receber o aterro.

e) - Protecção do talude de montante com enrocamento lançado (*rip-rap*) ou arrumado, ou por lajes de betão ou ainda por tapete asfáltico. A tabela a seguir dá-nos a espessura mínima do enrocamento que depende do *fetch*.

fecth é o maior comprimento da albufeira sobre o qual "caminha" o vento que vai incidir sobre o talude de montante. Para este cálculo há necessidade de se conhecer a direcção, a intensidade e a frequência dos ventos dominantes.

fetch (km)	Espessura mínima (cm)
< 1,5	45
4,0	60
8,0	75
>10,0	90

Quadro 8.4.1.2 - Espessura do enrocamento sobre taludes de 3:1

Quando o talude de montante é revestido com laje de betão ou tapete asfáltico tem que se colocar enrocamento no últimos metros, até ao nível da crista.

O enrocamento ou *rip-rap* assenta sobre camadas de transição constituídas por brita e areia, ou sobre geotextil.

f) - Protecção do talude de jusante com vegetação adequada (relva ou capim), laje de betão ou enrocamento arrumado (espessura mínima de 30cm).

g) - Crista protegida com uma camada de brita (10cm) ou por asfalto se nela passar uma estrada. A largura da crista costuma ser calculada pela seguinte fórmula.

$$W = \frac{H}{5} + 3$$

sendo:

H altura da barragem (m);

W largura da crista (m).

Para facilidade na construção a largura da crista deve ser maior do que 4,00m.

h) - Descarga de fundo destinada a poder aproveitar a água armazenada. Normalmente situa-se uns metros acima do talvegue afim de se manter um certo volume morto (porão) preservando-se os peixes no caso de esvaziamento total, quando se trata de uma pequena barragem.

i) - Tomada de água, situada a nível mais elevado, destinada ao abastecimento humano, aproveitando-se a decantação natural da água.

j) - Descarregador de cheias destinado a restituir ao rio as águas de grandes cheias e após o NPA (Nível de Pleno Armazenamento) ter sido atingido.

k) - Drenagem das águas de chuvas, que caem sobre o aterro, constituída por canaletes e tubos.

Para evitar o galgamento ou trasbordamento (*over-topping*), o que seria desastroso, a barragem deve dispor de uma folga adequada, cujos valores são dados pela tabela a seguir e de uma altura de laminação de cheia.

***fetch* (km)**	**Normal (m)**	**Mínima (m)**
< 1,5	1,2	0,9
2,0	1,5	1,2
4,0	1,8	1,5
8,0	2,4	1,8
16,0	3,0	2,1

Quadro 8.4.1.3 - Folgas normal e mínima

Além da folga há que se prever também a altura da lâmina sobre o descarregador.

Barragens zonadas

Quando não existem solos apropriados, em quantidade suficiente, o que sucede com muita frequência, recorre-se ao tipo zonado que não é mais do que o aproveitamento dos solos mais fracos para aterros estabilizadores e do melhor solo para o núcleo central.

Tipo	**Sujeito a esvaziamento rápido**	**Solos dos maciços laterais**	**Solos do núcleo**	**Montante (x)**	**Jusante (y)**
Núcleo mínimo	Condição não crítica	Enrocamento GW, GP SW (seixo) SP (seixo)	GC,GM SC, SM CL,ML CH, MH	2:1	2:1
Núcleo máximo	Não	Enrocamento GW, GP SW (seixo) SP (seixo)	GC, GM SC, SM CL, ML CH, MH	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1
Núcleo máximo	Sim	Enrocamento GW, GP SW (seixo) SP (seixo)	GC, GM SC, SM CL, ML CH, MH	2,5:1 2,5:1 3:1 3,5:1	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1

Quadro 8.4.1.4 - Inclinações de taludes de barragens zonadas, sobre fundações estáveis

Às vezes há necessidade de colocar filtros entre as diferentes zonas.

Barragem com núcleo

As primeiras barragens de terra, da era contemporânea, possuíam núcleo de betão ou alvenaria que a experiência revelou não ser uma boa solução dada a incompatibilidade, por envolver fenómenos de percolação, entre o betão e os solos, especialmente os da fundação.

O núcleo de betão constitui uma anisotropia perniciosa para o aterro de solos.

O material do núcleo passou, então a ser solo argiloso.

O conceito de núcleo feito de betão está praticamente posto de lado desde que apareceram as barragens zonadas.

Barragens de enrocamento

A primeira barragem de enrocamento foi construída na Califórnia, na Sierra Nevada em 1850, para atender à demanda de água nos garimpos e minerações. Naquela região não havia solos para construir barragens de terra, como era comum nas minerações de ouro. A abundância de rochas, árvores e explosivos levou à adopção de uma nova técnica que rapidamente se lastrou por todo o mundo.

Existem hoje milhares de barragens de enrocamento.

A barragem de Paradela, em Portugal tem 110m de altura.

Uma barragem de enrocamento é um maciço formado por fragmentos de rocha compactados em camadas cujo peso e imbricação colocaram entre si a estabilidade do corpo submetido ao impulso hidrostático. A impermeabilização é conseguida através de duas maneiras:

a) - Núcleo argiloso compactado que pode ser vertical ou inclinado;

b) - Face impermeável (estanque) sobre o talude de montante. Esta face pode ser de betão, asfalto, metal, plástico, etc.

No primeiro caso (núcleo argiloso) os materiais utilizados devem ter características de baixa permeabilidade, a fim de garantir caudais mínimos de percolação, baixa erodibilidade (pouco risco no carreamento de finos) e alta deformabilidade.

A deformabilidade limita as fissurações que ocorrem durante a construção e após o enchimento da albufeira. Em suma, o núcleo deve ser constituído por materiais que apresentem alta resistência ao cisalhamento.

As barragens com face de betão, ou outro material, têm sido motivo de acesas controvérsias devido a más experiências anteriores, onde ocorreram grandes infiltrações provocadas por fissurações. Mas estas barragens têm vindo a ser aperfeiçoadas por apresentarem vantagens como sejam:

a) - Menor custo;

b) - Maior rapidez na construção;

c) - Não há possibilidade de ruptura por erosão interna como sucede no núcleo argiloso, quando há grandes deformações do maciço.

A compactação do maciço, inicialmente muito deficiente, era conseguida com passagem de tractores pesados (tipo D8 ou D9) resultando um corpo compressível.

Actualmente a compactação é feita com rolos vibratórios metálicos lisos, com peso estático superior a 9t. estes rolos são muito eficientes na compactação de camadas de enrocamentos até 1m de espessura. O problema dos assentamentos, que se verificarem na 1ª e 2ª gerações destas barragens, foi assim, praticamente eliminado.

A palavra enrocamento (*rockfill*) define um conjunto não coerente de fragmentos de rocha cuja granulometria é constituída em 70% por partículas maiores que 1/2" (12,5mm) com uma fracção no máximo 30% (o ideal será 10%) de partículas que passam no peneiro nº 4 (4,8mm). Um enrocamento bem graduado (com alguns finos) tem resistência e compressibilidade maiores do que um enrocamento mal graduado (uniforme).

A máxima dimensão de blocos deverá ser menos (80%) do que a espessura da camada compactada. Os blocos maiores devem ser "empurrados" para s taludes externos.

Para espessura da face de betão utiliza-se a fórmula,

$$e = 0{,}3 + 0{,}003 \cdot H \quad \text{(m)}$$

sendo,

H altura da barragem.

A inclinação dos taludes situa-se em torno de 1,5 a 1,8

Núcleo argiloso	1 V 1,5 a 1,8 H
Face de betão	1 V 1,2 a 1,3 H

A largura da crista é sempre maior do que 10m a fim de facilitar a construção.

Para amortecimento das ondas costuma colocar-se um *rip-rap*, constituído por grandes blocos de pedra, no talude de montante das barragens com núcleo argiloso.

Nas barragens com face a montante costuma prolongar-se a laje, na vertical e junto à crista, de modo a formar um muro "guarda-corpo" que corta as ondas.

Para a armadura da face de betão normalmente utiliza-se uma malha de aço, de secção correspondente a 0,5% da secção do betão, colocada no centro da laje.

São previstas juntas verticais com PVC e eventualmente juntas horizontais. O espaçamento das juntas é geralmente de 10m.

8.5 - Impacto no meio ambiente

Na construção de uma barragem há também preocupação com o meio ambiente. Pode dizer-se que hoje são iguais os cuidados com a segurança e com o meio ambiente.

Embora, inicialmente, se verifique uma certa agressão ao ambiente, com a construção duma barragem, há tendência para um reequilibrio de factores. ao fim de uns anos estabelece-se uma nova harmonia ambiental, especialmente no meio aquático que surgiu.

Até à década de 70, na construção de barragens, não havia a preocupação de se considerar o impacto sobre o ambiente.

Só existia o binário custo-benefício. Actualmente, já na fase preliminar, se avaliam as implicações que advirão com a barragem.

Os efeitos que uma barragem provoca no ambiente podem sintetizar-se a seguir.

8.5.1 - Albufeira

a) - ***Terra*** : a criação de um lago inunda terra, a maioria das vezes solo arável e obriga à retirada dos agricultores. As terras marginais ao lago, embora não sejam inundadas, serão também afectadas, não só pela oscilação do nível do lago, como também pela água capilar. A descida do nível pode provocar salinização das margens, caso a água ou as terras contenham sais. Se o lago abranger áreas onde há

estrangulamento de vales poderá haver deslizamento de encostas. O preço da terra expropriada é motivo de grandes questões judiciais que , ás vezes, se arrastam durante anos.

b) - ***Deslocamento das populações*** : a formação de uma albufeira, num vale muito povoado, obriga ao deslocamento de populações inteiras para outras regiões e à morte de povoados e vilas. É um processo traumatizante, que as melhores indemnizações não cobrem.

A mudança de populações tem , às custos superiores à da própria construção

c) - ***Vida selvagem*** : o enchimento do lago põe os animais em pânico e obriga-os a refugiarem-se nas poucas ilhas temporárias, que às vezes surgem, nos pontos mais altos. A captura, e posterior libertação em outros locais, é cara e morosa e por isso negligenciada. É por isso que a maioria das vezes, estas operações são levadas a cabo por entidades mundiais. Foi o que sucedeu na barragem do Kariba e do Assuão. Infelizmente apesar de todos os esforços, sempre perecem milhares de animais.

d) - ***Arqueologia*** : a albufeira pode inundar obras antigas de valor incalculável. Foi o que sucedeu com a barragem do Assuão no Egipto. Graças aos esforços mundiais foi possível transferir para outro local, o templo Abu-Simbel. Na barragem de Alcantara, em Espanha, houve necessidade de deslocar o eixo da barragem para montante, a fim de preservar uma bela ponte romana em arcos múltiplos.

e) - ***Antropologia*** : A futura albufeira poderá destruir antigos povoados ou cemitérios de indiscutível valor histórico. A inundação de um cemitério é um forte motivo para resistências. Igrejas são “bandeiras” para a resistência à implantação de uma barragem.

f) - ***Estética*** : raramente uma barragem não melhora a paisagem. Um espelho de água, entre montanhas, é sempre um agradável cenário. Hoje há a preocupação de melhorar todo o sistema paisagístico através da implantação de florestas adequadas.

g) - ***Qualidade da água*** : quando um rio é represado altera-se a qualidade da água. Com efeitos benefícios apontamos a redução da turbidez, da dureza, da cor, do DBO e diluição dos poluentes. Mas há efeitos adversos como a pouca aeração que provoca o aumento das algas e estratificação térmica.

h) - ***Eutrofização*** : é o enriquecimento de corpos de água, parada ou estagnada, através de nutrientes trazidos por outras águas. O resultado é um excessivo

crescimento de algas com efeitos adversos na vida dos peixes. A eutrofização excessiva de uma albufeira pode provocar o aumento desmesurado de flora aquática comprometendo a vida útil do lago. Há casos em que tem comprometido a navegação em grandes lagos.

Quando as albufeiras recebem esgotos domésticos ou industriais há uma eutrofização rápida, de efeitos danosos.

i) - ***Estratificação térmica*** : Num lago as temperaturas ficam estratificadas de acordo com as profundidades. Cada estrato possui suas características próprias de fauna e flora. A oscilação brusca da água e a eutrofização podem alterar todo o equilíbrio da temperatura.

j) - ***Sedimentos*** : a água das chuvas transporta sedimentos em suspensão e através de arrasto (carga de leito). As primeiras - transporte sólido em suspensão, ou diluição são retidos através da sedimentação/decantação.

Pelos descarregadores de cheias sai água mais limpa, com menos sedimentos, o que pode comprometer a vida ribeirinha a jusante. Há peixes que se alimentam destes sedimentos. Um caso, muito conhecido, é o da barragem do Assuão que privou o delta do Nilo dos sedimentos necessários à agricultura e ao alimento do pescado (sardinha) existentes na foz do rio.

Os sedimentos sujeitos a arrasto (carga de leito) são retidos na entrada da albufeira formando um delta pluvial.

k) - ***Regime do rio*** : quando um rio é barrado e sua água desviada para irrigação, há trechos do rio que ficam praticamente secos causando problemas:

k.1) - Alteração do regime do rio que fica com as condições hidráulicas modificadas;

k.2) - Morte dos peixes;

k.3) - Criação de passagens para animais selvagens que poderá desequilibrar todos os ecossistemas;

k.4) - Se for uma fronteira internacional, criação de uma passagem clandestina de pessoas.

actualmente a construção de uma barragem obriga à manutenção constante de "caudal ecológico" que varia consoante a importância do rio e suas condições anteriores de fluxo.

l) - ***Inundações*** : especialmente em centrais hidroeléctricas existe o efeito de grandes descargas periódicas, em épocas de estio, o que põe em alvoroço as populações a jusante.

Os relatórios AIA "Avaliação de Impacte Ambiental" obrigatórios, actualmente no projecto de barragens, apresentam também, um estudo sobre a onda de cheia proveniente da rotura da barragem.

m) - ***Doenças veiculadas pela água*** : nos trópicos as doenças veiculadas pela água constituem sérias ameaças para a saúde das populações. É por isso que, ao construir-se uma barragem, deve merecer especial atenção a parte referente a estas doenças.

As principais doenças veiculadas pela água parada são :

Esquistossomose (ou bilharziose) o caracol é o hospedeiro desta doença cujo ciclo inclui o homem. Existe em águas estagnadas que ocorrem em depressões que ficam separadas da albufeira logo que se dá um refluimento no nível.

Malária ou paludismo, transmitida por um mosquito cuja larva tem o seu início em águas estagnadas.

Oncocercose, transmitido por um mosquito que "gosta" de viver em águas batidas (cachoeiras, quedas de água). Esta doença pode provocar a cegueira.

n) - ***Peixe*** : em todas as albufeiras pode ser praticada a piscicultura com bons resultados. Quando o lago é de grandes dimensões é obrigatória a construção de passagens e escadas para peixes. Estas escadas permitem a passagem do peixe da albufeira para o rio e vice-versa.

o) - ***Florestas sujeitas a fogos*** : quando o acesso à albufeira é permitido torna-se grande o risco de incêndios nas florestas que margeiam os lagos ou que ocupam a sua bacia hidrográfica. A perda de florestas irá ocasionar um aumento do coeficiente de escoamento provocando erosão e consequente assoreamento do lago.

Em muitas barragem é criado o serviço especial de incêndios.

p) - ***Sismicidade induzida*** : é hoje um consenso que os grandes corpos de água de barragem podem produzir pequenos sismos, a muitos quilómetros de distância e em regiões completamente estranhas à bacia hidrográfica do rio onde se situa a barragem.

q) - ***Mudança de clima*** : uma barragem pode alterar as condições climáticas ***estritamente locais*** . Não há nada, até hoje, que prove que um lago alterou o clima de uma região.

r) - ***Impactos da construção*** : a construção de uma barragem provoca um grande impacto sobre a vida, as populações e o meio ambiente da região. A construção de uma barragem implica :

r.1) - Abertura de novos acessos que originam desflorestação e erosão;

r.2) - Poluição do rio através de:

r.2.1) - Sedimentos provenientes de escavações;

r.2.2) - Construção e remoção de ensecadeiras;

r.2.3) - Águas conspurcadas por centrais de betonagem;

r.2.4) - Vazamentos de óleos;

r.2.5) - Aguas aquecidas;

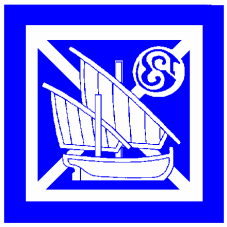
r.2.6) - Detritos de varia ordem.

r.3) - Maiores riscos de fogos;

r.4) - Barulhos excessivos;

r.5) - Fumos, poeira e pós;

r.6) - Desequilíbrio social devido à chegada de numerosos elementos com outros hábitos e comportamentos.



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA

UNIVERSIDADE DO ALGARVE

CAPÍTULO IX

CONDUTOS LIVRES

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Eng. Teixeira da Costa

Eng. Rui Lança

FARO, 01 de Março de 2011

ÍNDICE

9. Condutos livres 1
9.1. Distribuição das velocidades nos canais 1
9.2. Secção molhada e perímetro molhado 3
9.3. Tipos de escoamento 3
9.4. Trajectória das partículas 4
9.5. Geometria da secção transversal 4
9.6. Variação da pressão na secção transversal 5
9.7. Profundidade média 6
9.8. Energia especifica 7
9.9. Factor cinético e numero de Froude 7
9.10. Regimes de escoamento 8
9.11. Escoamento critico 11
9.12. Existência do regime critico 12
9.13. Movimento uniforme 15
9.14. Perda de carga em canais 16
9.15. Escoamento uniforme 19
9.16. Capacidade de transporte 20
9.17. Secções de máxima eficiência 23
9.17.1. Secção circular 23
9.17.2. Secção trapezoidal 28
9.17.3. Secção rectangular 30
9.18. Velocidades de projecto 31
9.19. Secções irregulares 34
9.20. Secções com rugosidades diferentes 34
9.21. Secções de concordância 35
9.22. Curvas horizontais 35
9.23. Movimento gradualmente variado 36
9.24. Formas da superfície liquida 37
9.25. Determinação do perfil da água 40
9.26. Movimento bruscamente variado 43
9.27. Descarregadores de soleira delgada 43
9.28. Descarregadores de soleira espessa 45
9.29. Ressalto hidráulico 46
9.30. Alturas conjugadas do ressalto 48
9.31. Altura e comprimento do ressalto hidráulico 48
9.32. Dissipação da energia 49
9.32.1. Blocos de impacto 49
9.32.2. Salto de sky, concha de lançamento ou flip-bucket 49
9.32.3. Bacias de dissipação 50

9. Condutos livres

Os condutos livres apresentam uma superfície livre onde impera a pressão atmosférica, ao passo que nos condutos forçados o fluido enche totalmente a secção e o escoamento apresenta pressão diferente da atmosférica.

Os rios e ribeiras são o melhor exemplo de condutos livres. Além deles, os canais de irrigação, os colectores de esgotos, os aquedutos, etc. funcionam também sob regime livre.

Apesar das semelhanças entre os dois regimes os problemas apresentados pelos canais são de mais difícil resolução porque a superfície livre (SL) pode variar no espaço e no tempo e portanto variam também a profundidade de escoamento, o caudal, sendo a inclinação do fundo e a inclinação da superfície grandezas interdependentes. São de difícil obtenção os dados experimentais sobre condutos livres.

Em condutos forçados a secção circular é a mais usual, o mesmo não sucedendo com os condutos livres. Os condutos livres, quando de pequena secção são circulares. Os grandes aquedutos apresentam a forma ovóide. Os canais escavados em terra apresentam secção trapezoidal, a maioria das vezes semi-hexagonal. Os canais abertos na rocha são de forma rectangular com a largura igual a duas vezes a altura. As calhas de madeira, aço ou cerâmica são geralmente circulares.

9.1. Distribuição das velocidades nos canais

Nos canais o atrito entre a SL e o ar e a resistência oferecida pelas paredes e pelo fundo originam diferenças de velocidades.

A determinação das várias velocidades em diferentes pontos de uma secção transversal é feita por via experimental.

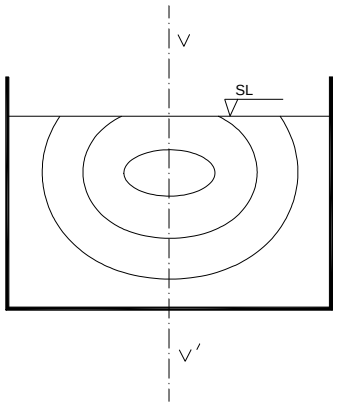


Figura 9.1.1

A velocidade máxima será encontrada na vertical VV' no centro da secção transversal e num ponto abaixo da SL. As curvas que unem pontos de igual velocidade são as isotáquicas.

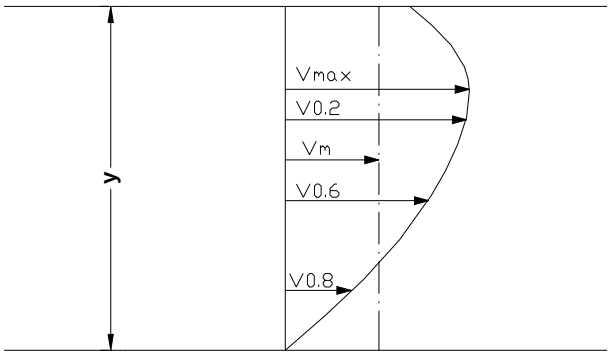


Figura 9.1.2

A velocidade máxima, numa vertical da secção transversal, aparece entre os valores 0,05y e 0,25 y.

A velocidade média, que é utilizada para o cálculo do caudal, é a média das velocidades à profundidade 0,20y e 0,80y ou seja é a velocidade à profundidade 0,6y.

Há hidráulicos que consideram como mais exacta a média das profundidades:

$$V_m = \frac{V_{0.2} + V_{0.8} + 2 \cdot V_{0.6}}{4}$$

9.2. Secção molhada e perímetro molhado

Os condutos livres apresentam as mais variadas formas, (como por exemplo os rios) e podem funcionar com várias profundidades. Há necessidade de se introduzirem novos parâmetros para melhor se fazer o seu estudo.

A área útil do escoamento é a secção molhada numa secção transversal.

O perímetro molhado é a linha que limita a secção molhada junto às paredes e no fundo, não abrangendo a SL.

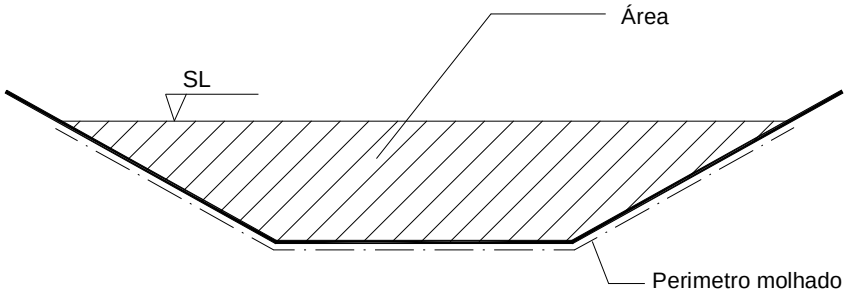


Figura 9.2.1

9.3. Tipos de escoamento

Em condutos livres o escoamento pode ser classificado em diversos tipos e de várias maneiras. São os seguintes:

Permanente Q = constante

Uniforme

Velocidade média constante

Profundidade constante

Variado

Gradualmente ou Bruscamente

Secção e velocidade média variáveis com o espaço

Não permanente Q = variável

Secção e velocidade media variáveis no espaço e no tempo

9.4. Trajectória das partículas

Linhas de corrente

Paralelo ou não paralelo

O estudo do movimento permanente nos condutos livres é feito através da equação da continuidade e da equação da quantidade de movimento e de uma fórmula que calcula a resistência que as paredes oferecem ao fluxo em escoamento.

9.5. Geometria da secção transversal

Os parâmetros geométricos da secção transversal têm grande importância e são largamente usados nos cálculos dos canais.

Quando as secções têm forma geométrica definida (caso dos canais artificiais) podem ser matematicamente expressos pelas suas dimensões e profundidade da água. Para as secções irregulares, como a dos canais naturais, não é fácil o cálculo e usam-se curvas para representar as relações entre as dimensões dos canais e respectivas profundidades.

A profundidade y do escoamento é a distancia entre o ponto mais baixo da secção do canal e a superfície livre.

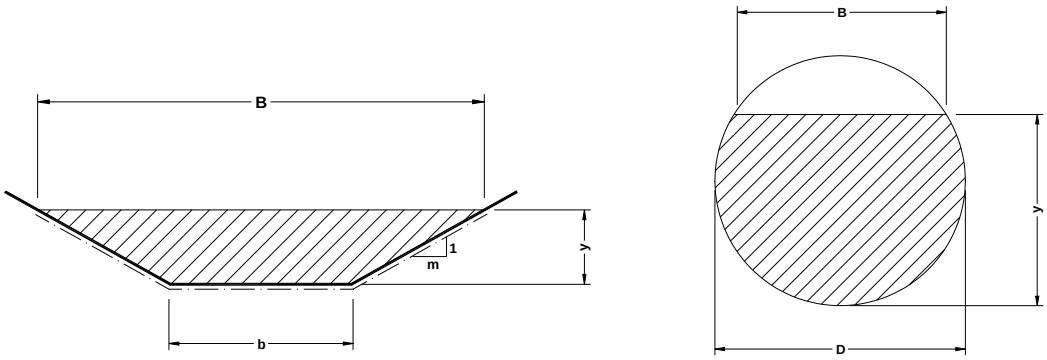


Figura 9.5.1

B largura da superfície livre ou largura da boca;

b largura de fundo ou rasto;

A área molhada da secção transversal perpendicular à direcção do escoamento ocupada pela água;

P_m perímetro molhado é o comprimento da linha de contorno da área molhada;

R_h raio hidráulico é o quociente entre a área molhada e o perímetro molhado $R_h = \frac{A}{P_m}$

Um canal é prismático quando a secção transversal se mantém invariável em toda a sua extensão.

9.6. Variação da pressão na secção transversal

Os diâmetros dos tubos, em regime à pressão são pequenos quando comparados com as respectivas alturas piezometricas. A diferença de pressão entre os pontos superior e inferior da secção é pequena e é dispensada na prática. Já nos canais, a diferença de pressões entre a superfície livre e o fundo numa secção qualquer não pode ser desprezada.

A distribuição das pressões na secção recta de um conduto livre á linear e obedece à lei hidrostática.

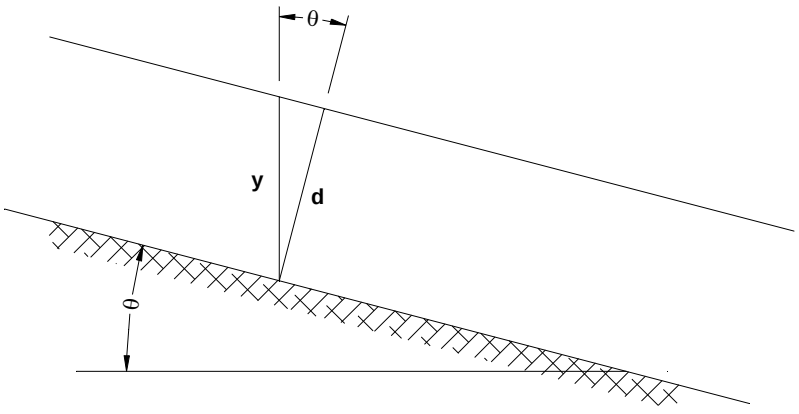


Figura 9.6.1

A pressão no fundo do canal é:

$$p = \gamma \cdot d$$

ou seja:

$$p = \gamma \cdot y \cdot \cos(\theta)$$

Quando a declividade é pequena $\theta<5^o$ pode-se considerar $\cos\theta = 1$ e então y = d e

$$P = \gamma \cdot d$$

A distribuição das pressões nas secções transversais do conduto livre segue a Lei Hidrostática mesmo nos escoamentos não paralelos onde a divergência ou convergência das linhas de corrente não forem muito acentuadas.

9.7. Profundidade média

A forma das secções dos canais apresenta grande variedade, motivo porque tem que se definir uma profundidade média.

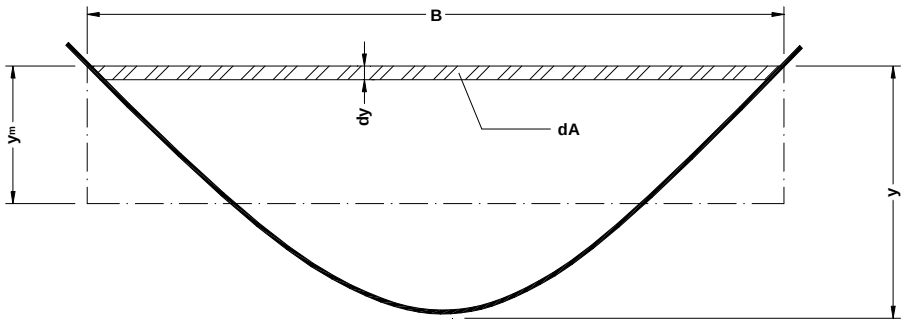


Figura 9.7.1

Em que:

$$y_m = \frac{A}{B}$$

sendo:

y_m	profundidade media (m);
A	área da secção transversal (m^2);
B	largura da boca (m).

9.8. Energia especifica

Em qualquer secção transversal de um canal a carga media é a soma das três cargas

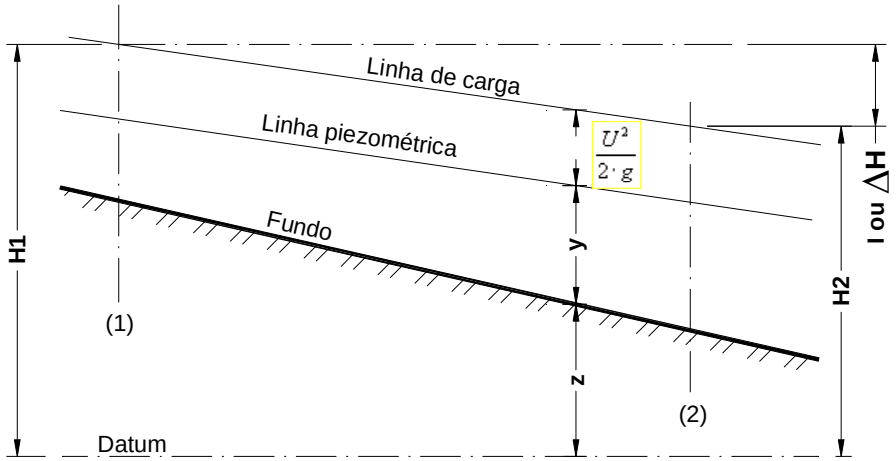


Figura 9.7.2

$$H = z + y + \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

(z + y) define a linha piezométrica, quando coincide com a superfície livre denomina-se gradiente hidráulico:

i = m/m

A perda de carga entre duas secções (1) e (2) é dada por *I* ou *ΔH*.

Energia especifica é a quantidade de energia por unidade de peso do liquido, medida a partir do canal. É representada por:

$$E = y + \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

9.9. Factor cinético e numero de Froude

Se multiplicarmos e dividirmos a carga cinética por y_m, vem:

$$E = y + \frac{y_m}{2} \cdot \left(\frac{U^2}{g \cdot y_m} \right)$$

A expressão $\frac{U^2}{g \cdot y_m}$ é o factor cinético do escoamento e a sua raiz quadrada é o Numero de Froude:

$$\lambda = \frac{U^2}{g \cdot y_m}$$

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{g \cdot y_m}}$$

sendo:

F_r numero de Froude (adimensional);

U velocidade média (m/s);

g aceleração da gravidade (m/s^2);

y_m profundidade média (m).

$$y_m = \frac{A}{B}$$

A energia especifica vem sob a forma:

$$E = y + \frac{y_m}{2} \cdot F_r{}^2$$

o numero de Froude F_r é muito importante no estudo de canais pois permite definir regimes de escoamento dinamicamente semelhantes.

9.10. Regimes de escoamento

Na secção A de um canal a velocidade média em regime permanente é:

$$E = y + \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

ou

$$E = y + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2}$$

Se o caudal for constante e *A = f(y)* a energia especifica depende somente de y:

$$E = y + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot f(y)^2}$$

Para um caudal constante pode-se estudar a variação da energia especifica em função da profundidade *y*.

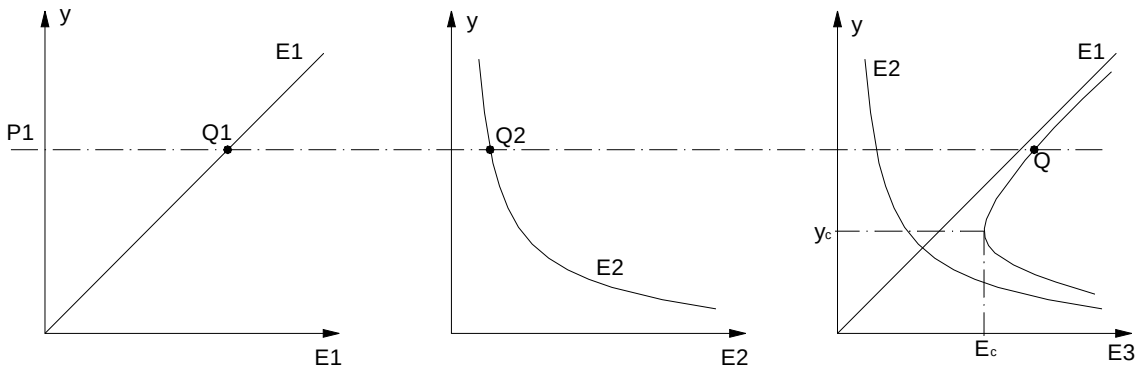


Figura 9.10.1

Abcissas: valores da energia especifica

Ordenadas: valores da profundidade

1 - a variação da energia especifica *E* com a profundidade *y* é linear e representa-se pela recta E, (recta da energia potencial) que é a bissectriz dos eixos coordenados.

2 - curva da energia cinética assintotica aos eixos coordenados. Se a profundidade tender para zero, também tenderá a secção A, e a velocidade tenderá para infinito

$$U = \frac{Q}{A}$$

$$\lim_{A \to 0} U = \infty$$

e *E* será infinitamente grande.

Mantendo constante o caudal e fazendo variar a profundidade *y* obtemos a curva E_2 que mostra como varia a energia cinética com a profundidade do canal. Quando *y* aumenta, *A* também aumenta e *U* e *E* tendem para zero.

3 - se, para cada valor da profundidade, somarmos os respectivos valores da energia potencial e da energia cinética obtém-se a curva da energia especifica ($E_1 + E_2$). Por esta curva deduz-se que:

- há um valor mínimo E_c da energia especifica correspondente ao valor da energia critica E_c.
- para cada valor da energia especifica existem dois valores recíprocos E_s e E_c referentes a duas profundidades y_s e y_i ou seja existem dois regimes de escoamento (regimes recíprocos).

O escoamento com a maior profundidade y_s denomina-se superior, tranquilo, fluvial ou subcritico. O escoamento a que corresponde a menor profundidade y_i denomina-se inferior, torrencial, rápido ou supercritico. O escoamento a que corresponde uma unica profundidade y_c é chamado de critico.

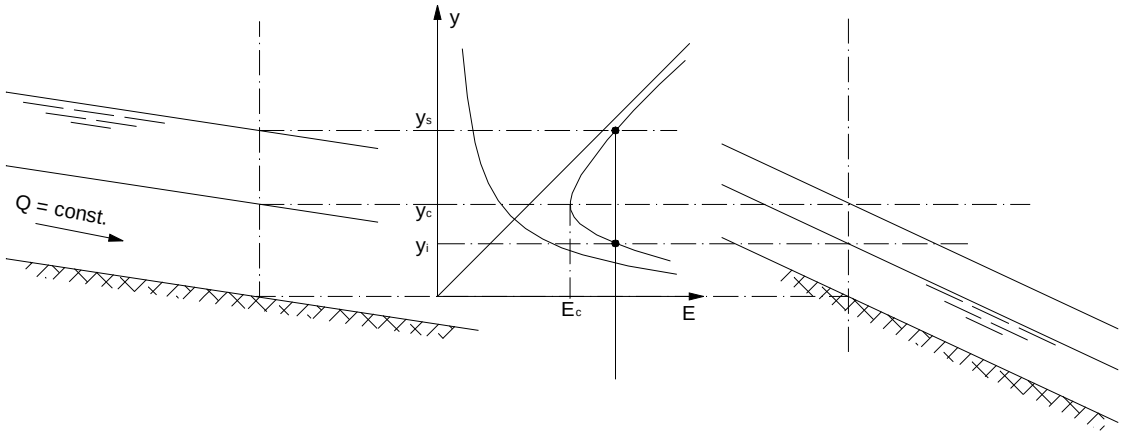


Figura 9.10.2

Num canal com A e Q constantes e *i* invariável (*i* inclinação ou declividade)

Aumentando *i* diminui *y* e vice-versa, portanto o aparecimento de um dos regimes depende da declividade *i* do canal.

Para

$i = i_c$ declividade critica, o regime é critico

$i < i_c$ regime subcritico

$i > i_c$ regime supercritico

Sendo:

$$\lambda = \frac{U^2}{g \cdot y} \text{ ou } F_r = \frac{U}{\sqrt{g \cdot y_m}}$$

9.11. Escoamento critico

Ao escoamento critico corresponde a energia especifica mínima. Se igualarmos a zero a derivada da expressão:

$$E = y + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2}$$

obtemos a equação característica do regime critico:

$$\frac{dE}{dy} = \frac{d}{dy}\left(y + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \right)$$

$$\frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dy} = 1$$

como:

$$\frac{dA}{dy} = B$$

Obtém-se a equação característica do regime critico em canais:

$$\frac{Q^3}{g} = \frac{A^3}{B}$$

Como:

$$Q = A \cdot U$$

e

$$y_m = \frac{A}{B}$$

temos:

$$\frac{U}{\sqrt{g \cdot y_m}} = 1$$

No regime critico o factor cinético e o numero de Froude são iguais à unidade,

O escoamento no regime critico não é estável porque a menor mudança de energia especifica provoca alteração na profundidade da água no canal e, com ela, uma mudança no regime de escoamento.

Tendo em vista que no regime critico:

$$\frac{U^2}{g} = y_m$$

Podemos escrever:

$$\frac{U^2}{2 \cdot g} = \frac{y_m}{2}$$

e concluir que no regime critico a carga cinética é igual a metade da profundidade media.

Se o canal for rectangular $B = b$ e considerando um caudal por unidade de largura:

$$q = \frac{Q}{b}$$

e sendo a área da secção:

$$A = b \cdot y_c$$

teremos:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Uma expressão aproximada para a profundidade critica em canais rectangulares é:

$$y_c = 0.48 \cdot \sqrt[3]{q^2}$$

9.12. Existência do regime critico

Considerando as expressões:

$$\frac{U^2}{2 \cdot g} = \frac{y_m}{2} \cdot F_r{}^2 = \frac{y_m}{2} \cdot \lambda$$

quando $F_r = \lambda = 1$ o regime é critico e então:

$$\frac{U^2}{2 \cdot g} = \frac{y_m}{2}$$

Quando $F_r < 1$ temos $\frac{U^2}{2 \cdot g} < \frac{y_m}{2}$, o regime é lento ou subcritico.

Quando $F_r > 1$ temos $\frac{U^2}{2 \cdot g} > \frac{y_m}{2}$, o regime é rápido ou supercritico.

Sendo $\frac{U^2}{2 \cdot g}$ a carga cinética e $\frac{y_m}{2}$ a energia potencial.

No regime subcritico $\frac{y_m}{2} > \frac{U^2}{2 \cdot g}$, a energia potencial é maior do que a energia cinética.

No regime critico $\frac{y_m}{2} = \frac{U^2}{2 \cdot g}$, há equilíbrio entre a energia potencial e a energia cinética.

No regime supercritico $\frac{U^2}{2 \cdot g} > \frac{y_m}{2}$, a energia cinética é maior do que a energia potencial.

Num canal podemos verificar mudanças de regimes de subcritico para supercritico e vice-versa, quando há aumentos ou diminuições das declividades, mudança da secção e da rugosidade do leito.

A profundidade critica

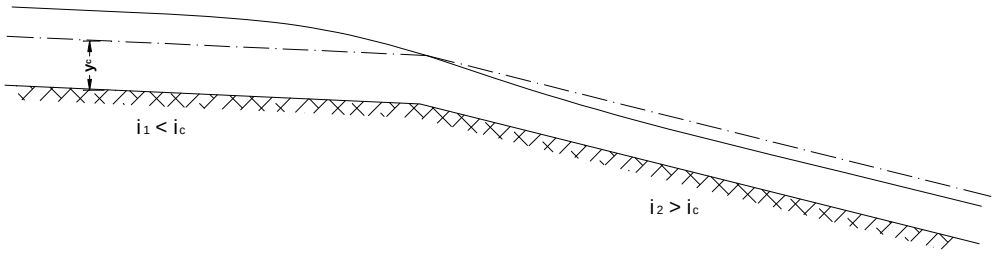


Figura 9.12.1

Mudança de declividade, neste caso de regime subcritico para supercritico.

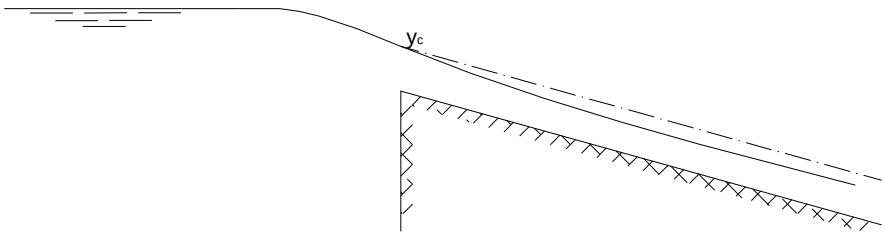


Figura 9.12.2

Entrada em canal subcritico para supercritico

As secções onde se verificam mudanças de regime denominam-se secções de controlo, porque definem a profundidade do escoamento a montante.

Quando se conhecem as dimensões da secção de controlo pode-se medir o caudal através da equação:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

Ás vezes a mudança de supercritico para subcritico não se dá de forma gradual. Há ocasiões em que a mudança ocorre bruscamente e com grande turbulência formando o ressalto hidráulico.

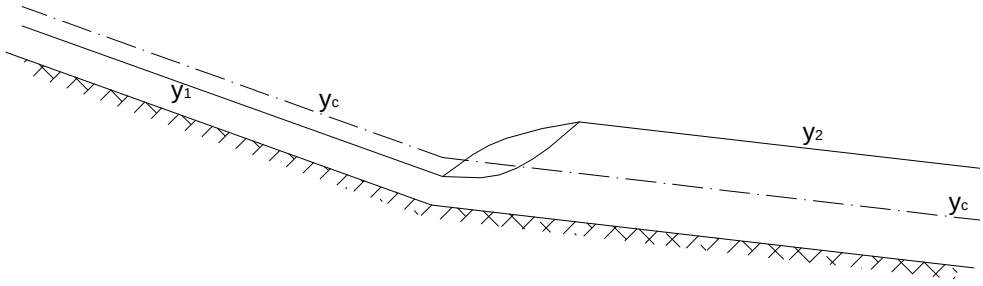


Figura 9.12.3

Na figura acima, onde a declividade diminui bruscamente, há uma elevação brusca da lâmina liquida sendo difícil a posição da profundidade critica.

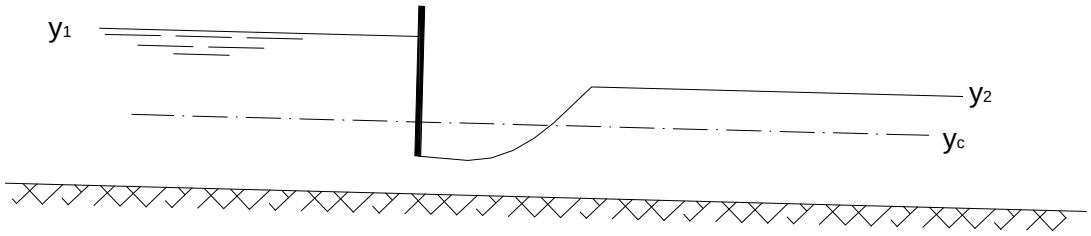


Figura 9.12.4

Quando um canal de pequena declividade recebe água de uma comporta de fundo há a formação de ressalto hidráulico, sendo a velocidade de saída maior do que a velocidade critica.

9.13. Movimento uniforme

Um movimento uniforme em canais é caracterizado por:

- A profundidade, a secção molhada, a velocidade média e o caudal são constantes ao longo do canal

- A linha de carga, a superfície livre e o fundo do canal são paralelos.

Em canais naturais (rios) raramente ocorre o movimento uniforme, mas costuma admitir-se em cálculos para fins práticos.

O movimento uniforme verifica-se após uma zona de transição que coincide com a zona de entrada no canal. Igualmente na parte final, onde há mudança de declividade ou secção, verifica-se uma zona de transição onde o movimento não é uniforme.

Os comprimentos das zonas de transição dependem do caudal e da declividade ou secção. Se não se verificar um comprimento suficiente não haverá movimento uniforme.

Denomina-se profundidade normal y_n a profundidade de escoamento no movimento uniforme.

9.14. Perda de carga em canais

A perda de carga *I* entre duas secções do canal, distando de um comprimento *L* entre si é expressa por :

$$I = H_1 - H_2$$

sendo H_1 e H_2 as cotas das duas secções.

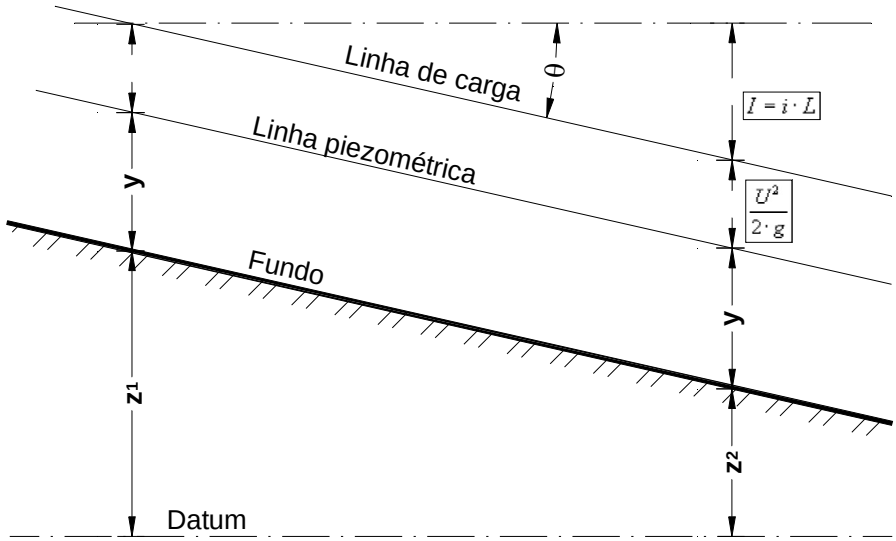


Figura 9.14.1

$$I = \left(Z_1 + y_1 + \frac{U_1^2}{2 \cdot g} \right) - \left(Z_2 + y_2 + \frac{U_2^2}{2 \cdot g} \right)$$

mas no movimento uniforme:

$$y_1 = y_2 \;\; e \;\; U_1 = U_2$$

então:

$$I = z_1 - z_2$$

A perda de carga unitária é:

$$i = \frac{I}{L} = \frac{Z_1 - Z_2}{L} = sin(\theta)$$

Em pequenas declividades θ <5º (como é o caso dos canais) o valor da declividade do fundo confunde-se com o da perda de carga.

Considerando a formula de Darcy-Weisbach para o cálculo das perdas de carga em tubulações em pressão:

$$j = \frac{f}{D} \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

e o raio hidráulico para condutos circulares é dado por:

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$$

e substituindo:

$$i = \frac{f}{4 \cdot R_h} \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

ou seja:

$$U = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{f}} \cdot \sqrt{R_h \cdot i}$$

sendo:

$$C = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{f}}$$

temos:

$$U = C \cdot \sqrt{R_h \cdot i}$$

conhecida como a fórmula de Chezy em que *C* é o factor de resistência, válido para condutos circulares.

O factor de resistência C obtém-se experimentalmente em função do raio hidráulico R_h e da natureza das paredes do canal definida por um coeficiente *n*.

Bazin (1897) baseado em experiências, propôs a seguinte equação:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}}$$

Manning propôs a seguinte equação:

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$$

Sendo *n* um coeficiente que depende do material. Substituindo *C* de Manning em:

$$U = C \cdot \sqrt{R_h \cdot i}$$

temos a formula de Manning:

$$U = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

sendo:

U velocidade (m/s)

R_h raio hidráulico $R_h = \frac{A}{P}$ (m)

A área da secção (m2)

P_m perímetro molhado da secção (m)

i inclinação ou declividade do canal (m/m)

n coeficiente de rugosidade, dependente na natureza do material do leito ($s/m^{1/3}$)

Valores do coeficiente n de Manning

Material do canal	***n*** ($s/m^{1/3}$)
Alvenaria de pedra bruta	0,020
Alvenaria de tijolos sem revestimento	0,017
Alvenaria de tijolos revestida	0,012
Canais de terra em boas condições	0,025
Canais de terra com vegetação	0,035
Manilhas cerâmicas	0,013
Tubos de betão	0,013
Tubos de ferro fundido	0,012
Tubos de fibrocimento	0,011
Canais de betão lisos	0,012

A fórmula de Manning tem as seguintes expressões para condutos circulares funcionando com a secção cheia:

$$U = \frac{0.397 \cdot D^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n}$$

$$Q = \frac{0.312 \cdot D^{8/3} \cdot i^{1/2}}{n}$$

A formula de Glaucker-Strickler é análoga à de Manning

$$U = k \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

diferindo apenas nos valores de k.

9.15. Escoamento uniforme

O escoamento uniforme á caracterizado por caudal, velocidade média e profundidade constantes. O perfil da superfície livre, a linha de energia e o perfil longitudinal do leito são constantes, rectilíneos e paralelos.

A perda de carga unitária I é igual à diminuição da cota do perfil longitudinal do fundo por unidade de percurso.

$$I = \sin(\theta)$$

sendo θ o ângulo que o perfil forma com a horizontal.

Como a inclinação dos canais é geralmente pequena é aceitável que se considere:

$$I = \sin(\theta) \approx \tan(\theta) = i$$

Quando se trata de água, o escoamento é turbulento e aplica-se a equação de Manning:

$$Q = \frac{R_h^{0.666} \cdot i^{0.5}}{n} \cdot A$$

sendo:

R_h	raio hidráulico	$R_h = \frac{A}{P}$;
A	área da secção;	
i	inclinação do leito	$i = \frac{\Delta H}{L}$;
n	coeficiente de Manning.	

Em grandes canais é mais acertado recorrer-se à fórmula de Colebrook-White:

$$J = \frac{f}{D} \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

Substituindo D pelo diâmetro hidráulico:

$$D_h = 4 \cdot R_h$$

Com as fórmulas não se consegue achar directamente a profundidade uniforme ou normal y_n.

3.16. Capacidade de transporte

Para o calculo de yn usam-se processos iterativos ou utilizam-se tabelas ou ábacos que exprimam, em função da altura y as grandezas chamadas por capacidade de transporte. Estas grandezas são obtidas através de formulas de Chezy.

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{R_h \cdot i}$$

ou de Manning

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{0.5} \cdot A$$

A profundidade normal é o valor de y que satisfaz a igualdade:

$$\frac{A \cdot R_h^{2/3}}{n} = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

sendo:

A área da secção transversal do canal (m2)

R_h raio hidráulico $R_h = \frac{A}{P_m}$ (m)

n coeficiente de Manning (adimensional.)

Q caudal (m^3/s)

i inclinação do fundo $i = tan(\theta)$

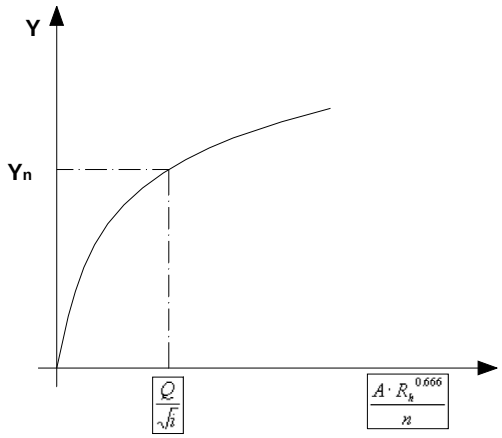


Figura 9.16.1

Curva de capacidade de transporte para canais rectangulares ou trapezoidais

CONDUTOS CIRCULARES PARCIALMENTE CHEIOS

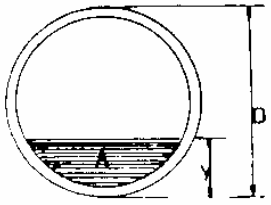
Tabela para calculo do escoamento a diferentes alturas de lamina liquida

D = diametro Y = altura da lamina liquida

U_p = velocidade a secção plena

Q_p = vazão a secção plena

Secção $A = \alpha . D^2$



$\frac{Y}{D}$	$\frac{U_Y}{U_p}$	$\frac{Q_Y}{Q_p}$	α	$\frac{Y}{D}$	$\frac{U_Y}{U_p}$	$\frac{Q_Y}{Q_p}$	α
0,01	0,07	0,0001	0,001	0,42	0,93	0,37	0,313
0,02	0,12	0,0006	0,004	0,44	0,95	0,40	0,333
0,03	0,17	0,0015	0,007	0,46	0,97	0,41	0,353
0,04	0,21	0,003	0,011	0,48	0,98	0,47	0,373
0,05	0,26	0,005	0,015	0,50	1,00	0,50	0,393
0,06	0,29	0,007	0,019	0,52	1,02	0,54	0,413
0,07	0,32	0,010	0,024	0,54	1,03	0,57	0,433
0,08	0,35	0,013	0,029	0,56	1,05	0,60	0,453
0,09	0,38	0,017	0,035	0,58	1,06	0,64	0,472
0,10	0,41	0,02	0,041	0,60	1,07	0,67	0,492
0,12	0,46	0,03	0,053	0,62	1,08	0,70	0,512
0,14	0,50	0,04	0,067	0,64	1,09	0,74	0,531
0,16	0,55	0,06	0,081	0,66	1,10	0,77	0,550
0,18	0,60	0,07	0,096	0,68	1,11	0,80	0,569
0,20	0,63	0,09	0,112	0,70	1,12	0,83	0,587
0,22	0,66	0,11	0,128	0,72	1,12	0,86	0,605
0,24	0,70	0,13	0,145	0,74	1,12	0,89	0,623
0,26	0,73	0,15	0,162	0,75	1,12	0,90	0,632
0,28	0,76	0,17	0,180	0,76	1,13	0,92	0,640
0,30	0,79	0,20	0,198	0,78	1,13	0,94	0,657
0,32	0,82	0,23	0,217	0,82	1,13	0,99	0,689
0,34	0,84	0,25	0,235	0,86	1,13	1,03	0,719
0,36	0,86	0,28	0,255	0,90	1,12	1,06	0,745
0,38	0,88	0,31	0,274	0,94	1,10	1,07	0,766
0,40	0,90	0,34	0,293	0,98	1,06	1,05	0,782

$A = \frac{D^2}{8}(\theta - \operatorname{sen}\theta)$ $P_m = \frac{\theta D}{2}$ $R_H = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{\operatorname{sen}\theta}{\theta}\right) = \frac{D}{4}\left(\frac{\theta - \operatorname{sen}\theta}{\theta}\right)$

$y = \frac{D}{2}\left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right)$ $\theta = 2 \operatorname{arc.cos}\left(1 - 2 \cdot \frac{y}{D}\right)$ $B = D \operatorname{sen}\frac{\theta}{2}$

1 grau = 0,01745 rad 1 rad = 57,2957 graus

9.17. Secções de máxima eficiência

Um conduto é de máxima eficiência quando o caudal é máximo para uma determinada área e declividade. Na fórmula de Manning

$$Q = A \cdot U = A \cdot \frac{R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n}$$

que pela definição de raio hidráulico será:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{A^{5/3}}{P_m^{2/3}} \cdot i^{1/2}$$

Por esta expressão se verifica que, para a declividade, a área molhada e rugosidade constantes, o caudal será máximo quando o perímetro molhado for mínimo.

9.17.1. Secção circular

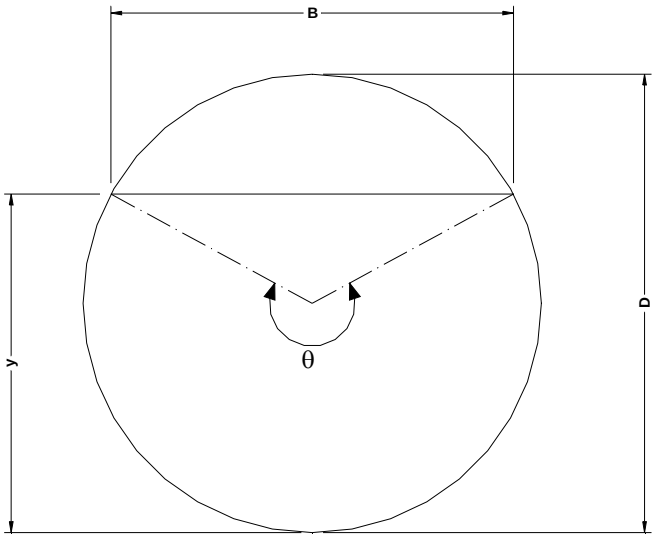


Figura 9.17.1.1

Nesta secção valem as relações geométricas:

$$A = \frac{D^2}{8} \cdot \left(\theta - sin(\theta)\right)$$

$$P_m = \frac{\theta \cdot D}{2}$$

$$R_h = \frac{D}{4} \cdot \left(1 - \frac{sin(\theta)}{\theta}\right)$$

$$y = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \frac{\cos(\theta)}{2 \cdot \theta}\right) \qquad y = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right)$$

$$\theta = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{y}{D}\right)$$

$$B = D \cdot sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

com θ em radianos[1]

Sendo θ e D variáveis e igualando os D das duas primeiras relações obtém-se o P_m em função de A e θ :

$$P_m = \frac{\sqrt{8 \cdot A}}{2} \cdot \frac{\theta}{\sqrt{\theta - sin(\theta)}}$$

A secção de máxima eficiência é aquela onde o perímetro molhado é mínimo:

$$\frac{dP}{d\theta} = 0$$

[1] Para transformar graus em radianos, multiplicar por 0,01745; 1 radiano = 57,2957º

Secções	**Largura da boca**	**Área**	**Perímetro Molhado**	**Raio hidráulico**
Trapézio	$b+2\cdot m\cdot y$	$(b+m\cdot y)\cdot y$	$b+2\cdot y\cdot\sqrt{m^2+1}$	$\frac{A}{P_m}$
Circulo	$2\cdot\sqrt{y\cdot(D-y)}$	$\frac{D^2}{8}\cdot\left[2\cdot\arccos\left(1-2\cdot\frac{y}{D}\right)-4\cdot\left(1-2\cdot\frac{y}{D}\right)\cdot\sqrt{\frac{y}{D}\cdot\left(1-\frac{y}{D}\right)}\right]$ $\frac{D^2}{8}\cdot(\theta-sin(\theta))$	$D\cdot\arccos\left(1-2\cdot\frac{y}{D}\right)$ $\frac{\theta\cdot D}{2}$	$\frac{A}{P_m}$ $\frac{D}{4}\cdot\left(1-\frac{sin(\theta)}{\theta}\right)$
Parábola	$\frac{3}{2}\cdot\frac{A}{y}$	$\frac{2}{3}\cdot B\cdot y$	Para $4\cdot y/B>1$ $\frac{B}{2}\cdot\left[\sqrt{1+16\cdot\left(\frac{y}{B}\right)^2}+\frac{B}{4\cdot y}\cdot\ln\left(\frac{4\cdot y}{B}+\sqrt{1+16\cdot\left(\frac{y}{B}\right)^2}\right)\right]$ Para $0<4\cdot y/B\leq 1$ $B+\frac{8}{3}\cdot\frac{y^2}{B}$	$\frac{A}{P_m}$

θ em radianos

Derivando e simplificando vem:

$$2\cdot(\theta-sin(\theta))=\theta\cdot(1-\cos(\theta))$$

cuja solução é:

$$\theta=\pi$$

Donde se conclui que a secção molhada de máxima eficiência é o semicírculo, onde:

$$R_h = \frac{D}{4} = \frac{y}{2}$$

A fórmula de Manning para um canal de secção circular é:

$$U = \frac{D^{2/3} \cdot \left(1 - \frac{sin(\theta)}{\theta}\right) \cdot i^{1/2}}{2{,}52 \cdot n}$$

$$Q = \frac{D^{8/3} \cdot (\theta - sin(\theta))^{5/3} \cdot i^{1/2}}{20{,}2 \cdot n \cdot \theta^{2/3}}$$

Quando um canal tem diâmetro D e declividade i constantes as fórmulas indicam-nos que a velocidade U e o caudal Q apenas variam com o ângulo θ (ou com a profundidade *y*). Pelas derivadas, igualadas a zero, das expressões de U e Q verifica-se que a velocidade máxima ocorre quando $\theta = 257^o \Rightarrow y = 0.81 \cdot D$.

O caudal máximo ocorre quando $\theta = 308^o \Rightarrow y = 0.95 \cdot D$

Nos esgotos, por exemplo, as secções funcionam parcialmente cheias e então podemos concluir:

Sendo:

$A_0 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0.78 \cdot D^2$ área da secção cheia;

A área da secção parcialmente cheia;

$R_{h_0} = \frac{D}{4}$ raio hidráulico da secção cheia;

R_h raio hidráulico da secção parcialmente cheia;

$$\frac{R_h}{R_{h_0}} = 1 - \frac{sin(\theta)}{\theta}$$

$$\frac{A}{A_0} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot (\theta - sin(\theta))$$

Se na fórmula de Manning *i* e *n* forem constantes

$$\frac{U}{U_0} = \left(\frac{R_h}{R_{h_0}}\right)^{2/3} = \left(1 - \frac{sin(\theta)}{\theta}\right)^{2/3}$$

sendo:

U_0 velocidade com a secção cheia;

U velocidade com a secção parcialmente cheia;

Q_0 caudal com a secção plena;

Q caudal com a secção parcialmente cheia.

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{A}{A_0} \cdot \left(\frac{R_h}{R_{h_0}} \right)^{2/3} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot (\theta - sin(\theta)) \cdot \left(1 - \frac{sin(\theta)}{\theta} \right)^{2/3}$$

Sendo:

$$\theta = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{y}{D} \right)$$

pode-se calcular os valores de $\frac{A}{A_0}$, $\frac{U}{U_0}$, $\frac{Q}{Q_0}$ em função de $\frac{y}{D}$ ou seja, são estabelecidas relações em função da profundidade *y* da água.

Existem tabelas que nos fornecem os valores correspondentes a $\frac{y}{D}$.

Os computadores, através das relações geométricas estabelecidas atrás, calculam rapidamente todos os elementos necessários para o cálculo hidráulico.

Substituindo na fórmula:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

que é a equação característica do regime crítico em canais.

Sendo:

$$A = \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - sin(\theta))$$

e:

$$B = D \cdot sin\left(\frac{\theta}{2} \right)$$

vem:

$$\frac{Q^2}{D^5} = \frac{g \cdot (\theta - sin(\theta))^3}{512 - sin\left(\frac{\theta}{2} \right)}$$

O valor do ângulo θ, correspondente ao regime critico e é dado pela expressão:

$$\theta_c = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{y_c}{D}\right)$$

sendo y_c a profundidade critica.

Seguindo a metodologia preconizada atrás é possível organizar uma tabela que nos dá as profundidades criticas a partir dos valores conhecidos dos caudais e dos diâmetros

(Q em m^3/s e D em mm).

Yc/D	Q^2/D^5	*Yc/D*	Q^2/D^5
0,10	0,001	0,60	1,19
0,20	0,017	0,70	2,16
0,30	0,083	0,80	3,75
0,40	0,250	0,90	6,76
0,50	0,590	0,98	16,75

9.17.2. Secção trapezoidal

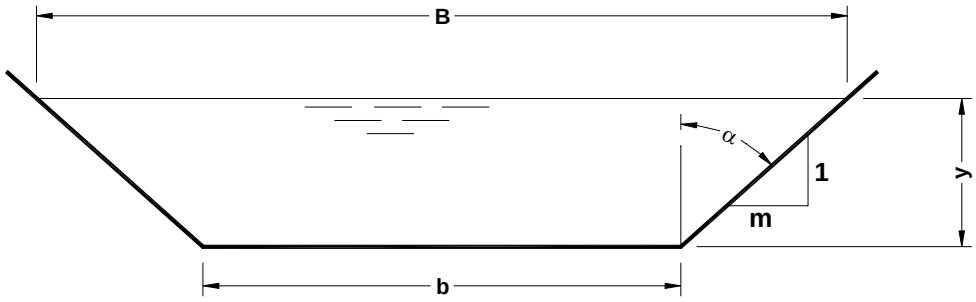


Figura 9.17.2.1

Relações geométricas

$A = y \cdot (b + m \cdot y)$ área

$P_m = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{m^2 + 1}$ perímetro molhado

$B = b + 2 \cdot m \cdot y$ largura da boca

$m = \tan(\alpha)$

Entre as secções trapezoidais com m constante existe uma de maior eficiência.

Sendo A e m constantes e b e y variáveis, temos:

$$P_m = \frac{A}{y} - m \cdot y + 2 \cdot y \cdot \sqrt{m^2 + 1}$$

Derivando esta expressão, em relação a y, e igualando a zero, vem:

$$A = y^2 \cdot \left(2 \cdot \sqrt{m^2 + 1} - m\right)$$

que dá a área de maior eficiência para as condições admitidas e substituindo o valor de:

$$A = y \cdot (b + m \cdot y)$$

vem:

$$b = 2 \cdot y \cdot \left(\sqrt{m^2 + 1} - m\right)$$

que permite dimensionar as secções trapezoidais de máxima eficiência em função da largura do fundo *b*, da profundidade y e da inclinação dos taludes m.

De modo semelhante se obtêm os valores do perímetro molhado Pm e do raio hidráulico Rh de máximo rendimento.

$$P_m = 2 \cdot y \cdot \left(2 \cdot \sqrt{m^2 + 1} - m\right)$$

$$R_h = \frac{y}{2}$$

Se eliminarmos y entre as expressões do *Pm* e de *A*, obtemos a expressão que nos dá o perímetro molhado de máxima eficiência em função de *A* e de *m*.

$$P_m{}^2 = 4 \cdot A \cdot \left(2 \cdot \sqrt{m^2 + 1} - m\right)$$

Derivando em ordem a *m* e igualando a zero

$$m = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

mas $m = \tan(\alpha)$ e portanto a secção de máxima eficiência é aquela em que $\alpha = 30^{o}$ ou seja um semi-hexágono.

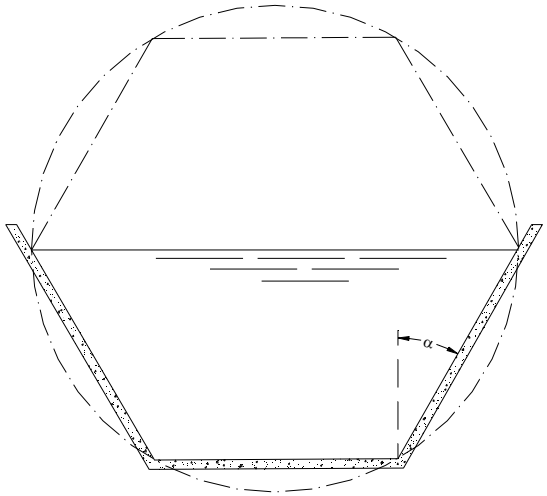


Figura 9.17.2.1

Sendo:

$$A = y \cdot (b + m \cdot y)$$

$$B = b + 2 \cdot m \cdot y$$

$$y = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)$$

e substituindo na equação:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

vem:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{y^3 \cdot (b + m \cdot y)^3}{b + 2 \cdot m \cdot y}$$

em que o valor y é o da profundidade critica.

9.17.3. Secção rectangular

É um caso particular da secção trapezoidal quando, m = 0.

Da equação:

$$b = 2 \cdot y \cdot \sqrt{m^2 + 1} - m$$

vem:

$$b = 2 \cdot y$$

Da equação:

$$P_m = 2 \cdot y \cdot \left(2 \cdot \sqrt{m^2 + 1} - m\right)$$

vem:

$$P_m = 4 \cdot y$$

Igualmente se transforma:

$$\frac{Q^2}{g} = y_c^3 \cdot b^2 \qquad B = b \qquad \frac{Q}{b} = q$$

ou seja:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{Q}{b}\right)^2}$$

Como g = 9.81 m/s^2 :

$$y_c = 0.47 \cdot \left(\frac{Q}{b}\right)^{2/3}$$

9.18. Velocidades de projecto

A velocidade média de escoamento num canal deve situar-se dentro de uns certos limites. A velocidade máxima é estabelecida tendo em conta a natureza do material que constitui o canal. Define-se como a velocidade acima da qual ocorre erosão do material.

A velocidade máxima é estabelecida tendo em conta o material transportado pela água (sedimentos) que podem depositar assoreando o canal.

O controle da velocidade é obtido através do aumento ou diminuição da declividade.

Quando as condições topográficas são adversas, no caso de grandes pendentes, adoptam-se maneiras de reduzir a declividade, com degraus espaçados de acordo com o terreno.

Nos canais de esgoto devem evitar-se as pequenas velocidades que causam a deposição da descarga solida. Ás vezes as grandes dimensões da secção originam pequenas velocidade em virtude da grande largura do fundo. Neste caso costuma recorrer-se ao uso de pequenas caleiras incorporadas no fundo dos canais.

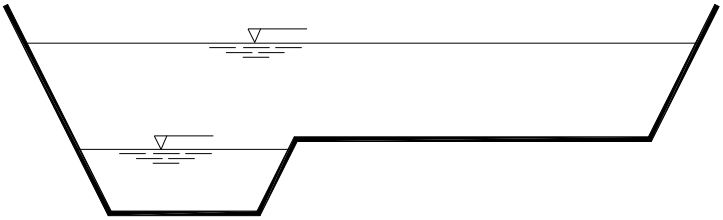


Figura 9.18.1

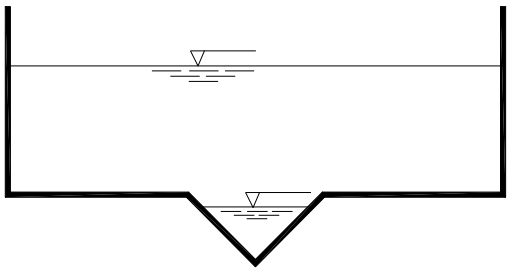


Figura 9.18.2

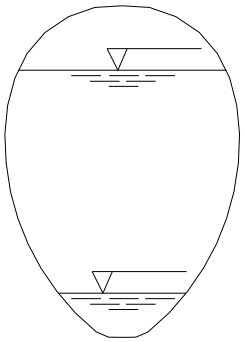


Figura 9.18.3

Existem tabelas que apresentam os limites aconselháveis para a velocidade média dos canais.

Material das paredes do canal	**Velocidade (m/s)**	
	Média	**Máxima**
Areia muito fina	0,23	0,30
Areia grossa	0,46	0,61
Terreno arenoso comum	0,61	0,76
Terreno argiloso	0,76	0,84
Seixos	1,52	1,83
Alvenarias e betões	1,00	2,50

Velocidades mínimas para evitar depósitos	
Água com suspensões finas	0,30 m/s
Águas de esgoto	0,60 m/s

Velocidade práticas	
Canais sem revestimento	0,50 m/s
Colectores de esgoto	1,00 m/s

A inclinação dos taludes é, também, uma limitação a ter em conta, especialmente em canais trapezoidais. A seguinte tabela dá-nos indicações sobre a inclinação dos taludes.

Natureza dos taludes	**m = tan (α)**	**α**
Canais de terra sem revestimento	2,5 a 5	68,2º a 78,7º
Seixos	1,75	60,2º
Terra compacta	1,5	56,3º
Rocha, alvenaria bruta	0,5	26,5º

Rocha compacta, betão	0	0

9.19. Secções irregulares

Quando as secções transversais são muito irregulares, conseguem-se bons resultados quando se divide a secção em partes cujas profundidades não sejam muito diferentes.

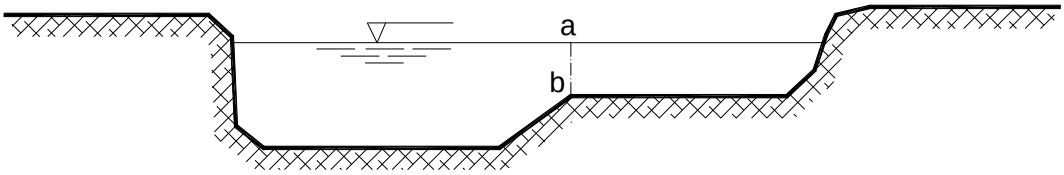


Figura 9.19.1

O canal pode ser dividido em duas partes, de secções A_1 e A_2. A linha fictícia ab não é levada em conta na determinação dos respectivos perímetros molhados.

9.20. Secções com rugosidades diferentes

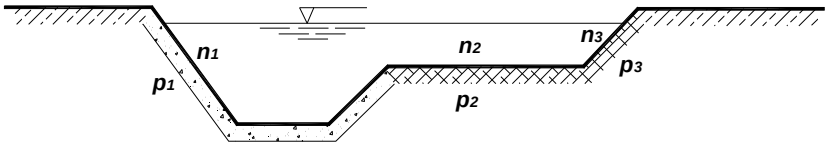


Figura 9.20.1

Quando o perímetro molhado de uma determinada secção inclui troços com diferentes rugosidades (n_1, n_2, n_3) admite-se uma rugosidade média obtida pela seguinte expressão devida a Forcheimer:

$$n = \sqrt{\frac{P_1 \cdot n_1^2 + P_2 \cdot n_2^2 + P_3 \cdot n_3^2 + \ldots}{P_1 + P_2 + P_3 + \ldots}}$$

9.21. Secções de concordância

As secções de concordância são necessárias sempre que um canal, com uma determinada geometria, muda de forma, como por exemplo a passagem de uma secção trapezoidal a rectangular. As concordâncias devem obedecer a determinadas regras para que sejam mínimas a turbulência e a perda de carga.

Se a transição for feita de uma secção maior, com velocidade U_1, para uma secção menor de velocidade U_2, o abaixamento h do nível da água será.

$$h = \frac{U_2^2}{2 \cdot g} - \frac{U_1^2}{2 \cdot g} + 0.1 \cdot \left(\frac{U_2^2}{2 \cdot g} - \frac{U_1^2}{2 \cdot g} \right)$$

Se a transição for gradual de uma secção menor (U_1) para uma maior (U_2) o nível vai elevar-se a uma altura h.

$$h = \frac{U_2^2}{2 \cdot g} - \frac{U_1^2}{2 \cdot g} + 0.2 \cdot \left(\frac{U_2^2}{2 \cdot g} - \frac{U_1^2}{2 \cdot g} \right)$$

Para comprimento da secção de concordância costuma adoptar-se um valor que corresponde a um ângulo aproximado de 12,5º entre as arestas do fundo do canal.

9.22. Curvas horizontais

As curvas horizontais em canais originam uma resistência as escoamento.

O movimento da água provoca uma sobre elevação do liquido, devido à força centrifuga, na parte exterior da curva.

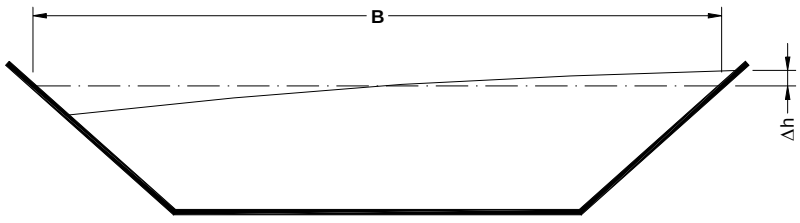


Figura 9.22.1

$$\Delta h = \frac{2{,}3 \cdot U^2}{g} \cdot \log\left(1 + \frac{B}{R - \frac{B}{2}}\right)$$

sendo:

Δh	aumento da altura
U	velocidade media
B	largura da boca
R	raio da curva

9.23. Movimento gradualmente variado

Um movimento é gradualmente variado quando as profundidades variam, gradual e lentamente, ao longo do canal.

As grandezas referentes ao escoamento, em cada secção, não se modificam com o tempo, a distribuição das pressões obedece às leis da hidrostática. As fórmulas do movimento uniforma aplicam-se a este tipo de escoamento com uma aproximação satisfatória.

O movimento gradualmente variado pode aparecer de forma acelerada nos trechos iniciais dos condutos de secções constantes onde o movimento uniforme tem lugar em regime supercritico.

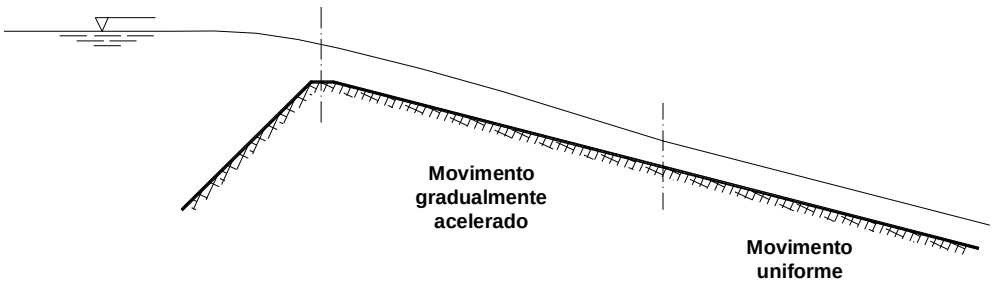


Figura 9.23.1

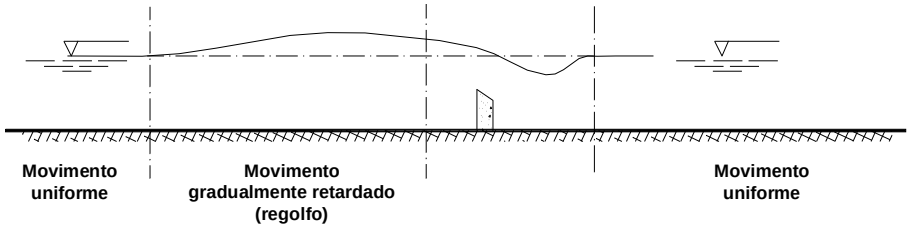


Figura 9.23.2

O movimento gradualmente retardado aparece a montante de obstáculos que se opõem ao escoamento. Neste caso forma-se um regolfo.

No movimento gradualmente variado o gradiente hidráulico é variável sendo necessária a sua determinação ao longo do escoamento.

9.24. Formas da superfície liquida

Comparando, em cada secção, a profundidade critica com a profundidade normal, obtem-se a forma da superfície liquida.

A profundidade capaz de manter o escoamento uniforme denomina-se profundidade normal.

Quando o movimento é uniforme a linha de água coincide com a recta de nível normal ou com a recta de nível critico, conforme a profundidade é normal ou critica. Estas duas rectas dividem o perfil longitudinal do conduto em três regiões.

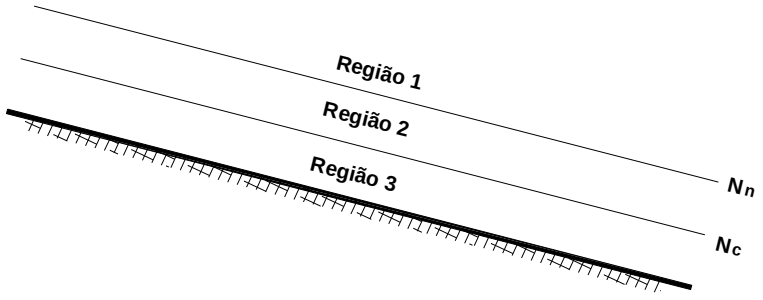


Figura 9.24.1

A cada região corresponde uma classe de curva que depende da comparação da profundidade normal com a profundidade crítica.

$i \leq 0$

Classe M	$i < i_c$	$y_m > y_c$
Classe S	$i > i_c$	$y_m < y_c$
Classe C	$i = i_c$	$y_m = y_c$

Classe M - declividades fracas (M - mild slope - inclinação fraca)

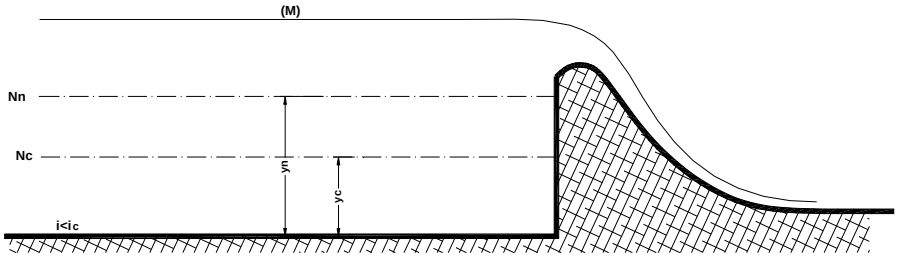


Figura 9.24.2

Curva provocada por uma barragem ou por um canal de fraca declividade desaguando num reservatório. Como $y > y_n$ a velocidade de escoamento é menor do que a que caracteriza o movimento uniforme com o mesmo caudal. É um movimento gradualmente variado retardado. A profundidade aumenta e por isso a curva é um regolfo de elevação.

Classe S - declividades fortes (S - steep slope - inclinação forte)

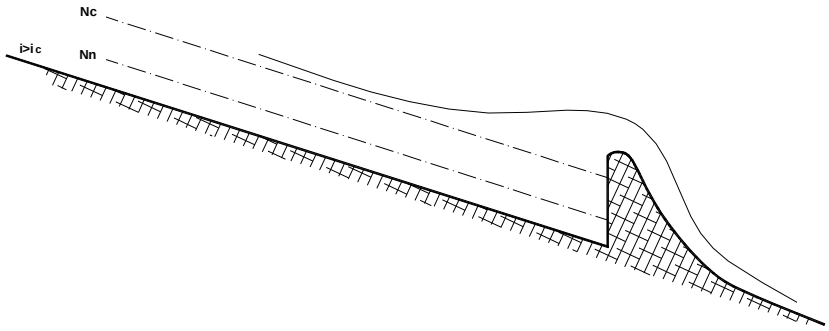


Figura 9.24.3

Estas curvas encontram-se a montante de barragens descarregadoras, a jusante de comportas de fundo. Aparecem, também, quando a declividade diminui bruscamente mas ficando superior à critica.

Classe C - declividade critica

É o caso limite entre as duas anteriores

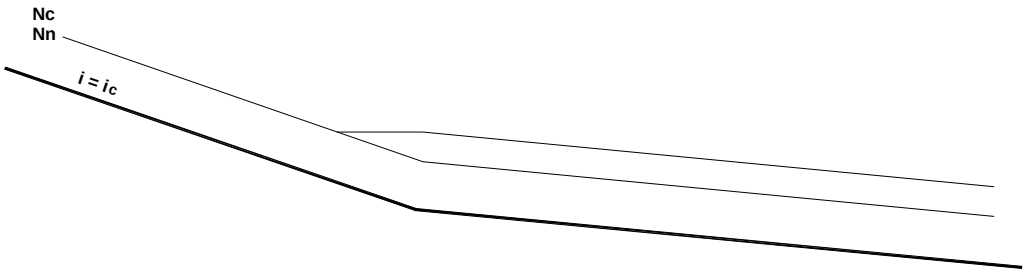


Figura 9.24.4

Ocorre quando a declividade passa do valor critico para outro menor.

Para declividades de fundo nulas ou negativas, tem-se

$i \leq 0$	Classe H	i = 0	canal horizontal
	Classe A	i < 0	declividade contrária

Classe H - inclinação nula

Não existe nível normal e y_n é infinito. O movimento uniforme é impossível porque, a ausência de declividade não permite que a força da gravidade compense as perdas de energia.

Classe A - inclinação negativa

Também não existe profundidade normal pois é impossível a ocorrência de movimento uniforme.

9.25. Determinação do perfil da água

O objectivo do estudo do movimento gradualmente variado é a determinação do perfil da superfície liquida.

Existem muitos métodos para a determinação do perfil da água mas, pela sua simplicidade abordaremos apenas o método das diferenças finitas que se aplica aos canais prismáticos de eixos rectilíneos. O método é baseado no teorema de Bernoulli e aplica-se para canais de pequenas extensões.

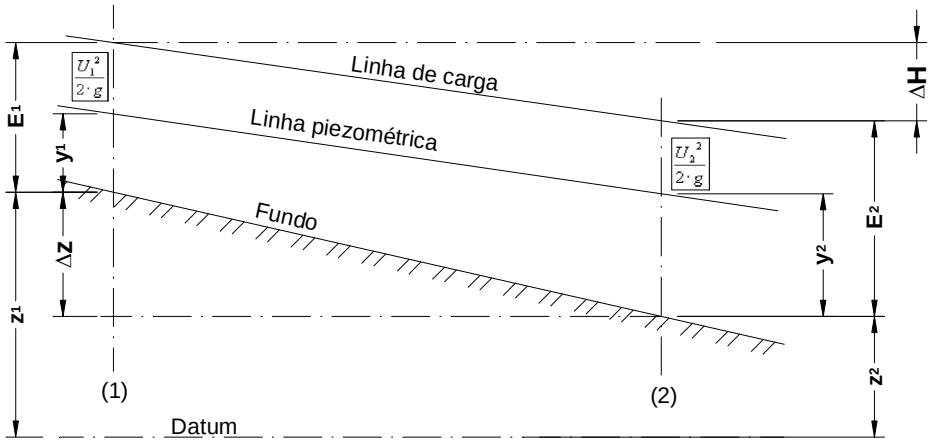


Figura 9.25.1

sendo:

ΔL	troço de canal em regime permanente gradualmente variado entre as secções 1 e 2
$i = \tan(\alpha)$	declividade do fundo
$j = \tan(\theta)$	gradiente hidráulico
y_1	profundidade em 1
y_2	profundidade em 2
U_1	velocidade em 1
U_2	velocidade em 2
ΔH	perda de carga ente 1 e 2

Pela equação de Bernoulli

$$z_1 + y_1 + \frac{U_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \frac{U_2^2}{2 \cdot g} + \Delta H$$

Como:

$\Delta H = j \cdot \Delta L$	perda de carga
$\Delta z = i \cdot \Delta L$	perda de energia de posição

$$E_2 - E_1 = \Delta E$$

$$i \cdot \Delta L = \Delta E + j \cdot \Delta L$$

$$\Delta E = (i - j) \cdot \Delta L$$

$$\Delta L = \frac{\Delta E}{i - j}$$

Pela fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{A^{5/3} \cdot i^{1/2}}{P_m^{2/3}}$$

ou seja:

$$\frac{n \cdot Q}{i^{1/2}} = \frac{A^{5/3}}{P_m^{2/3}} = A \cdot R_h^{2/3}$$

Substituindo I por j na fórmula, vem:

$$\frac{n \cdot Q}{j} = A \cdot R_h^{2/3}$$

Admitindo que:

$$A = 0{,}5 \cdot \left(A_1 + A_2\right)$$

$$P_m = 0{,}5 \cdot \left(P_1 + P_2\right)$$

$$R_h = 0{,}5 \cdot \left(R_{h1} + R_{h2}\right)$$

As equações:

$$\Delta L = \frac{\Delta E}{i - j}$$

e:

$$\frac{n \cdot Q}{j^{1/2}} = A \cdot R_h^{2/3}$$

permitem determinar a forma e a posição da linha de água. Na primeira equação podemos arbitrar o comprimento ΔL e calcular, por tentativas, a profundidade y que satisfaça a equação. É o processo usado no estudo dos rios.

Quando a secção é constante, como é o caso dos canais, conhece-se y_2 e determina-se U_2. Tomando U_1, ligeiramente diferente de U_2 (10 a 20%) determina-se y_1. Também se pode arbitrar valores para *y* e calcular *U*.

Com os valores achados pode-se calcular a energia especifica em cada secção e portanto ΔE. Pela segunda formula acha-se o gradiente energético entre as secções.

Como se conhece a declividade do fundo *i* pode-se calcular a diferença *i* - *j* e consequentemente o valor ΔL, que determina a posição da secção 1 da qual já se conhece a profundidade. A partir desta secção repete-se o processo para o seguinte, apoiando-se sempre nos resultados anteriores.

9.26. Movimento bruscamente variado

No movimento bruscamente variado as linhas de corrente não são rectilíneas, elas apresentam uma acentuada curvatura, e por isso não é possível admitir que as pressões nas respectivas secções sigam a distribuição hidrostática.

Este movimento ocorre em pequenos troços e dai, por ser pequeno, é desprezado o atrito da água com as paredes de contorno.

As equações para o movimento uniforme são aplicáveis no movimento bruscamente variado.

9.27. Descarregadores de soleira delgada

Já vimos que os descarregadores de soleira delgada apresentam as soleiras com espessura inferior à da respectiva estrutura. São empregados para medições de caudal.

O estudo destes descarregadores serve-se da analogia com os projecteis, admitindo-se que a componente horizontal da velocidade é constante e que a gravidade é a única força que actua verticalmente na lâmina de água que está escoando.

Num intervalo de tempo *t* a partícula de água, que passa na soleira do descarregador percorre uma determinada distância horizontal x.

$$x = U_0 \cdot t \cdot \cos(\alpha)$$

sendo:

U_0	velocidade inicial no ponto 0 (velocidade de chegada)
α	ângulo de U0 com a horizontal tangente à soleira

No mesmo intervalo de tempo t a partícula percorrerá a distancia vertical y devido à acção da gravidade.

$$y = \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2 - U_0 \cdot t \cdot sin(\alpha) + y_0$$

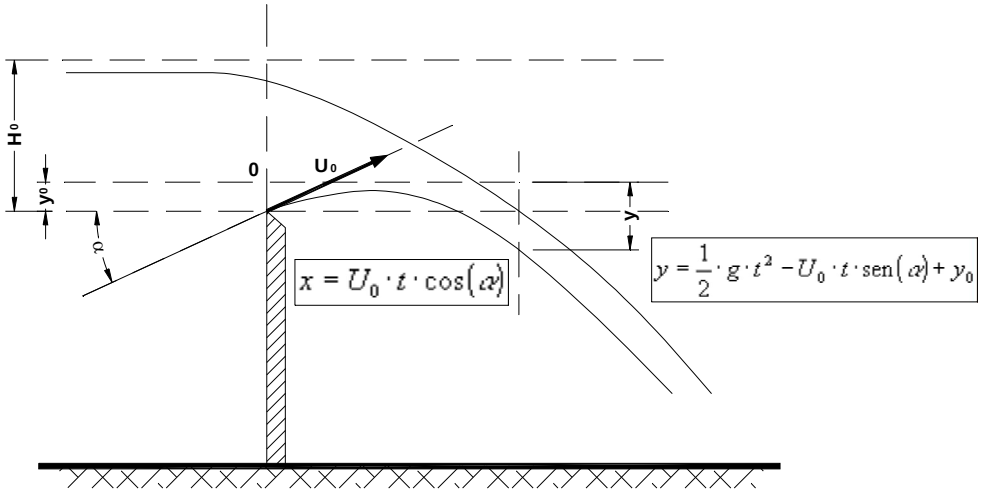


Figura 9.27.1

em que y_0 é a distância vertical entre a soleira do descarregados e o ponto mais alto da face inferior da lamina que escoa.

Eliminando *t* entre as duas equações e achando o valor de *y*, obtem-se:

$$y = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left(\frac{x^2}{U_0^2 \cdot \cos^2(\alpha)} \right) - \left(U_0 \cdot \frac{x}{U_0 \cdot \cos(\alpha)} \cdot \mathrm{sen}(\alpha) + y_0 \right)$$

dividindo por H_0:

$$\frac{y}{H_0} = \frac{g \cdot H_0}{2 \cdot U_0^2 \cdot \cos(\alpha)} \cdot \left(\frac{x}{H_0} \right)^2 - \frac{x}{H_0} \cdot \tan(\alpha) + \frac{y_0}{H_0}$$

e considerando:

$$A = \frac{g \cdot H_0}{2 \cdot U_0^2 \cdot \cos(\alpha)}$$

$$B = -\tan(\alpha)$$

$$C = \frac{y_0}{H_0}$$

pode-se escrever:

$$\frac{y}{H_0} = A \cdot \left(\frac{x}{H_0} \right)^2 + B \cdot \frac{x}{H_0} + C$$

que é a equação teórica da curva descrita pela partícula, isto é, a curva da face inferior da lâmina de água que escoa através do descarregador.

Para descargas de grande altura e pequena velocidade inicial verificou-se que:

A = -0,425

B = 0,055

C = 0,150

$$\frac{y}{H_0} = -0{,}425 \cdot \left(\frac{x}{H_0} \right)^2 + 0{,}055 \cdot \frac{x}{H_0} + 0{,}150$$

9.28. Descarregadores de soleira espessa

Os descarregadores em barragens não podem ser em soleira delgada pois isso levaria à ocorrência de depressões, abaixo da lamina vertente, incompatíveis para a obra.

A melhor geometria para um descarregador de grandes caudais é a que se assemelha à face inferior da lamina vertente em queda livre, como vimos no item anterior.

Os estudos, em modelos reduzidos, feitos nos E.U.A e na Europa levaram à adopção da equação teórica, referente às chamadas soleiras normais onde não ocorrem depressões ou sobrepressões, conhecida como "Perfil Creager".

$$\frac{y}{H_0} = -k \cdot \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

A fórmula:

$$\frac{y}{H_0} = 0{,}5 \cdot \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1{,}85}$$

é válida para a região a jusante do ponto mais alto da face inferior da veia liquida e para a carga unitária ($H_0 = 1$) a montante, medida em relação ao mesmo ponto.

O cálculo do caudal nos descarregadores de soleira espessa é baseado nos descarregadores de crista delgada , por sua vez apoiado no estudo em orifícios rectangulares de grandes dimensões.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left(h_2^{3/2} - h_1^{3/2} \right)$$

Se considerarmos o descarregador com um orifício para o qual $h_1 = 0$:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_0^{3/2}$$

e fazendo:

$$C = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

vem:

$$Q = C \cdot L \cdot H_0^{3/2}$$

O coeficiente C depende de:

- inclinação do paramento de montante
- carga total sobre a soleira

$$H_0 = y + \frac{U_0^2}{2 \cdot g}$$

- profundidade p a montante da soleira
- profundidade d a jusante da soleira

9.29. Ressalto hidráulico

Quando o escoamento passa, bruscamente, do regime supercritico para o regime subcritico há uma acentuada elevação da superfície liquida e tem lugar o ressalto hidráulico.

De acordo com o numero de Froude existem cinco formas de ressalto hidráulico referentes ao regime supercritico existente na corrente de chegada.

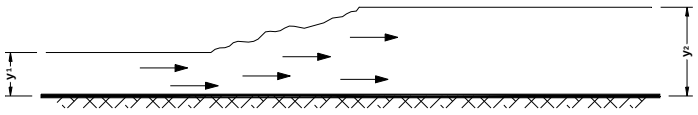


Figura 9.29.1

Fr = 1,2 a 1,7

movimento onduloso - falso ressalto hidráulico

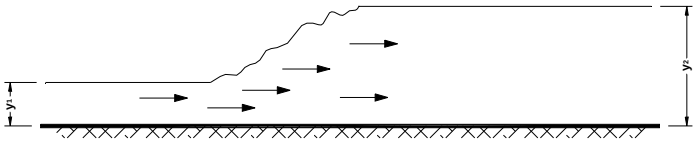


Figura 9.29.2

Fr = 1,7 a 2,5

pré ressalto

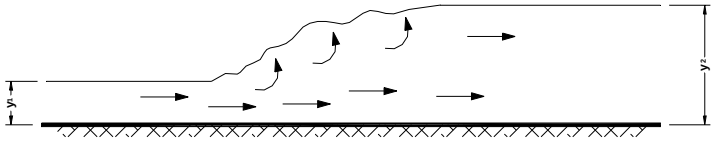


Figura 9.29.3

Fr = 2,5 a 4,5

ressalto oscilante (fraco)

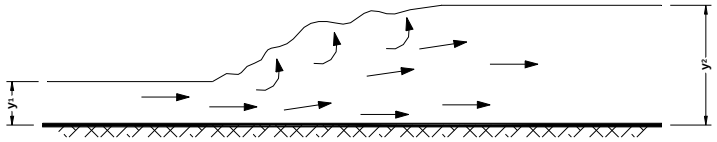


Figura 9.29.4

Fr = 4,5 a 10

ressalto verdadeiro (estacionário)

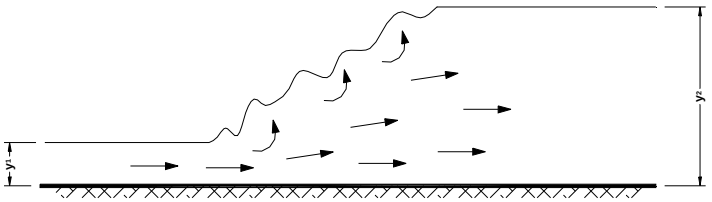


Figura 9.29.5

Fr > 10

grande turbulência (forte)

9.30. Alturas conjugadas do ressalto

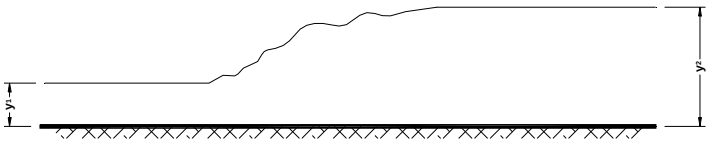


Figura 9.30.1

A aplicação da formula de energia especifica:

$$E = y + \frac{Q}{2 \cdot g \cdot A(y)^2}$$

em modelos reduzidos levou à obtenção de uma formula que relaciona as alturas no ressalto hidráulico a montante y_1 e a jusante y_2 com o numero de Froude F_{r1} (referido à secção 1, de montante)

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} - 1 \right)$$

9.31. Altura e comprimento do ressalto hidráulico

A altura do ressalto hidráulico pode ser:

$y_r = y_1 - y_2$

O comprimento do ressalto hidráulico é definido por muitos investigadores.

USBR (United States Bureau of Reclamation)

$Lr = 6{,}9 \cdot y_r$

SAFRANES

$Lr = 5{,}2 \cdot y_2$

SMETANA

$Lr = 6{,}05 \cdot y_r$

9.32. Dissipação da energia

Em escoamentos em regime supercritico é necessário prevenir meios para dissipar a energia existente em tais escoamentos. A água, acima de determinadas velocidades, provoca um desgaste rápido das estruturas através da abrasão, erosão e impacto.

Estas forças destruidoras aparecem nos descarregadores de barragens, no final de adutoras, etc.. Nenhum escoamento, mesmo aqueles em regime subcritico pode ser "abandonado" sob pena de provocar erosões.

Existem várias estruturas que dissipam a energia.

9.32.1. Blocos de impacto

São muito usados no final de tubagens e consistem na colocação de vigas de betão, em frente da tubagem, fazendo com que o escoamento choque com o bloco passando a água por baixo, já amortecida e sem pressão

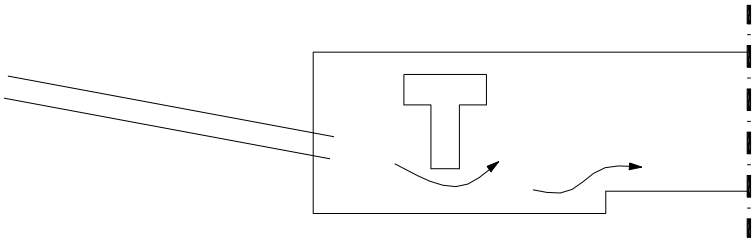


Figura 9.32.1

9.32.2. Salto de sky, concha de lançamento ou flip-bucket

São usados nos descarregadores de barragens, no final dos canais rápidos.

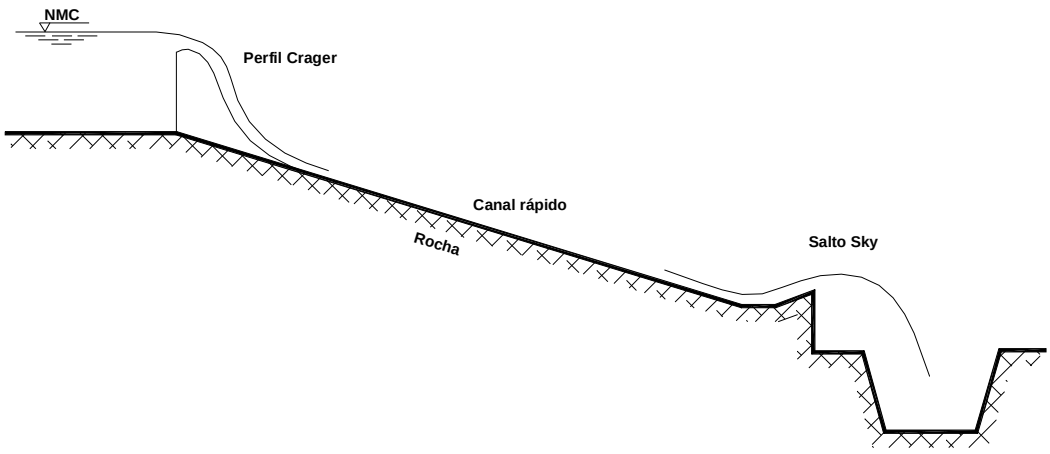


Figura 9.32.2.1

O salto de sky exige boa fundação (rocha compacta)

A água, após percorrer o canal rápido, com velocidades elevadas (Fr > 1) é "lançada" para o rio onde provoca (ou é aberta artificialmente) uma fossa de amortecimento.

9.32.3. Bacias de dissipação

Quando os caudais são elevados e não existe boa fundação (inexistência de rocha) são adoptadas as bacias para dissipar a energia.

Estas bacias são muito usadas nos descarregadores de barragens. Como o comprimento, regra geral, é muito grande, costuma dotar-se as bacias dissipadoras de elementos construtivos que, actuando no ressalto, diminuem o comprimento, a velocidade e a cota da plataforma, além de uniformizarem a distribuição das velocidades.

Os elementos construtivos são os seguintes : blocos de queda, blocos amortecedores e soleiras terminais. Os blocos de queda são construídos no inicio da bacia dissipadora a fim de aumentarem a profundidade do escoamento e dividi-lo em múltiplos jactos.

Os blocos amortecedores estabilizam o ressalto, aumentam o turbilhão melhorando as condições hidráulicas.

As soleiras terminais são degraus dentados ou contínuos com paramentos de montante inclinados, permitindo a remoção de material sólido.

O "Bureau of Reclamation" dos E.U.A foi o órgão que, mundialmente, mais pesquisou em bacias de dissipação. Praticamente toda a literatura existente sobre esta matéria é proveniente do B. R.

Os projectos das bacias estão ligados ao numero de Froude. O B. R. apresenta 4 tipos de bacias.

1) Bacia tipo I (1,2 < Fr < 2,5)

As alturas conjugadas guardam a seguinte relação:

$$y_2 \geq y_1 \qquad U_2 \geq U_1$$

Não há necessidade de bacias especiais. A plataforma horizontal deverá ter comprimento:

$$L \geq 4 \cdot y_2$$

2) Bacia tipo II (2,5 < Fr < 4,5)

São as que apresentam o menor desempenho hidráulico, porque a onda se forma em simultâneo com o ressalto. Geralmente procura-se modificar o Fr a fim de se sair deste tipo de ressalto.

3) Bacias tipo III e IV (Fr > 4,5)

Nestas bacias predomina o verdadeiro ressalto. Quando U1 ≤ 15 m/s o USBR recomenda o tipo III que possui blocos de queda, amortecedores e soleira terminal que permitem diminuir o comprimento da bacia.

Quando U1 > 15 m/s o USBR recomenda a bacia tipo IV que não tem blocos amortecedores, o comprimento do fundo é maior, mas a soleira é dentada.

Bacia Tipo I
(USBR)

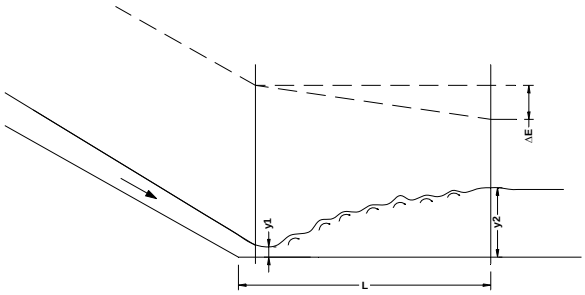


Figura 9.32.3.1

$$Fr_1 = \frac{U_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} < 1.7$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right)$$

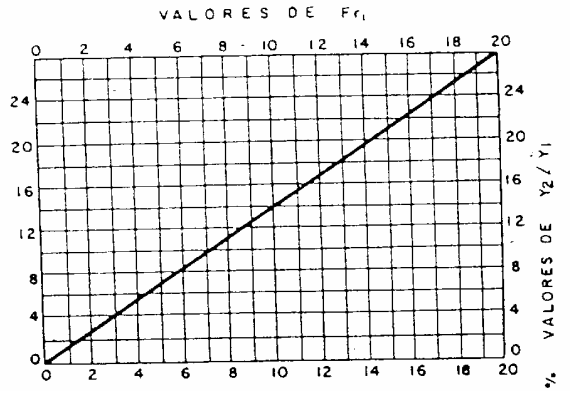


Figura 9.32.3.2

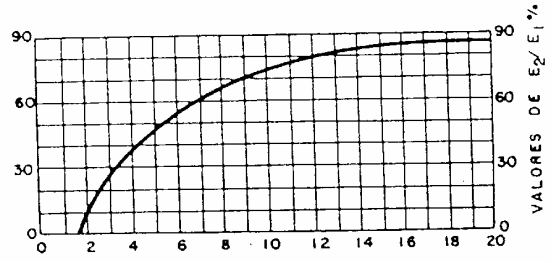


Figura 9.32.3.3

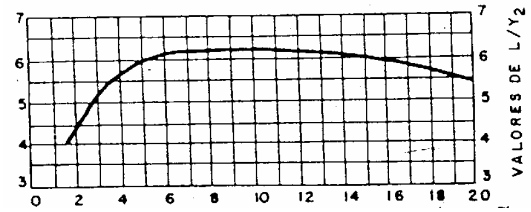


Figura 9.32.3.4

$$1.2 < Fr_1 < 2.5$$

Bacia Tipo II
(USBR)

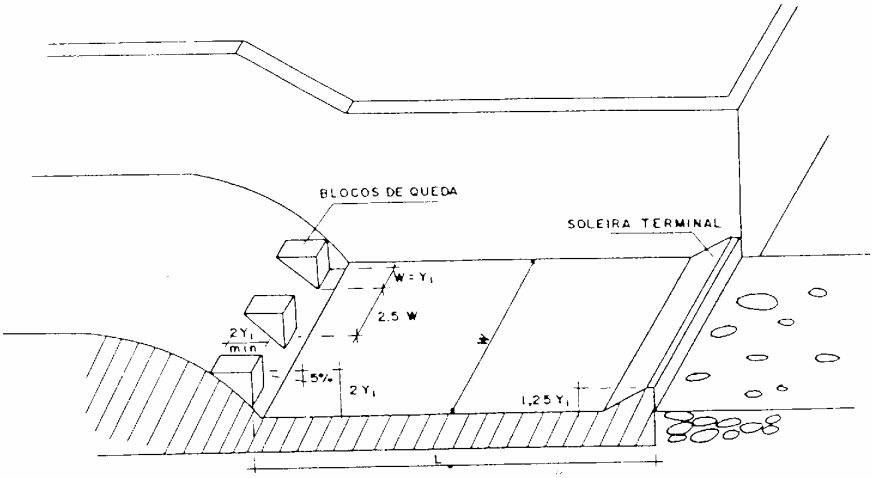


Figura 9.32.3.5

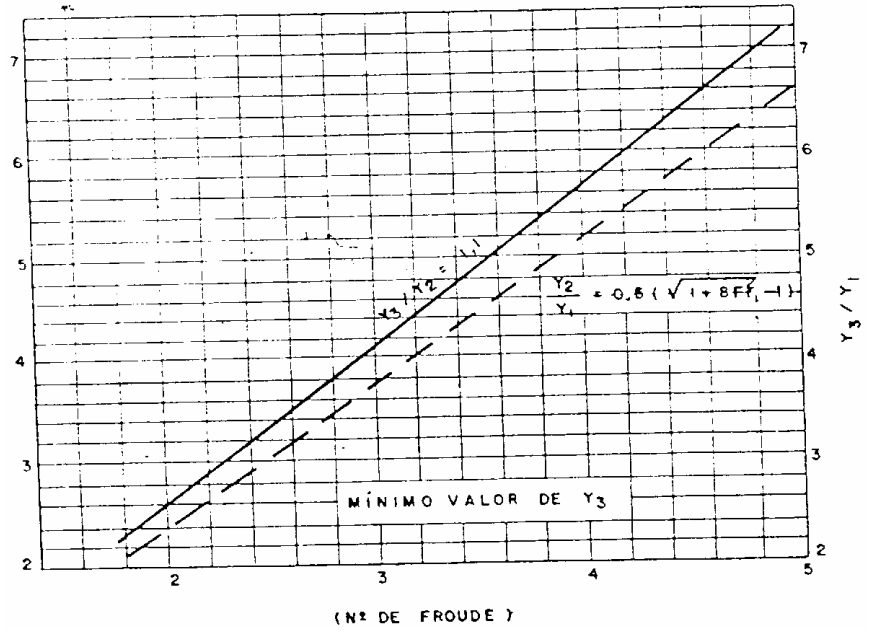


Figura 9.32.3.6

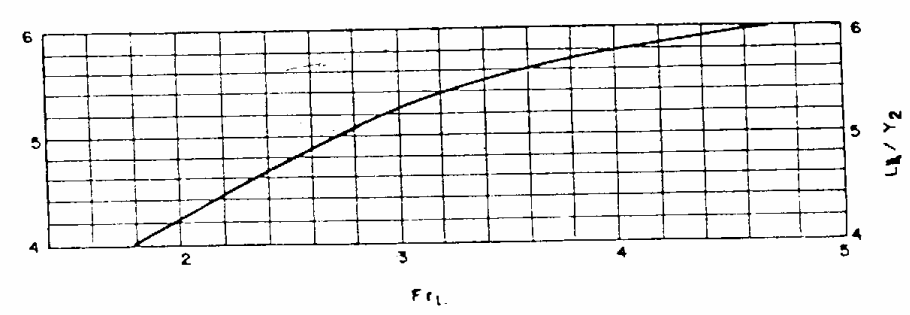


Figura 9.32.3.7

$$2.5 < Fr_1 < 4.5$$

Bacia Tipo III
(USBR)

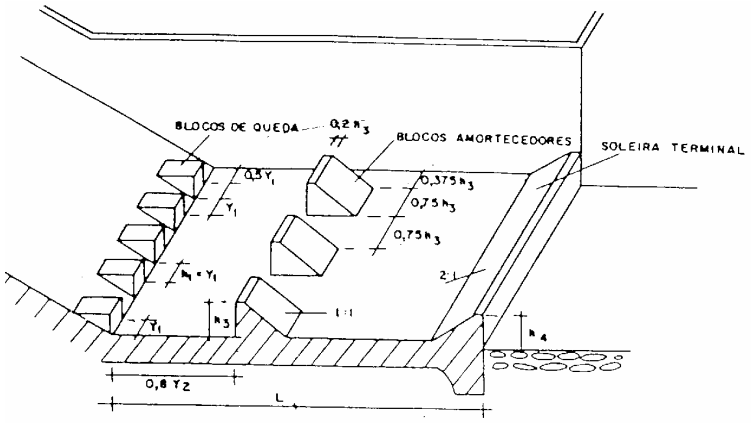


Figura 9.32.3.8

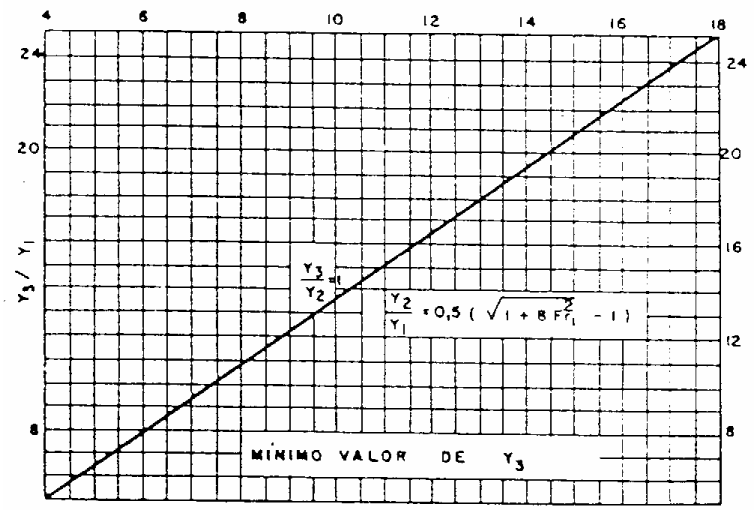


Figura 9.32.3.9

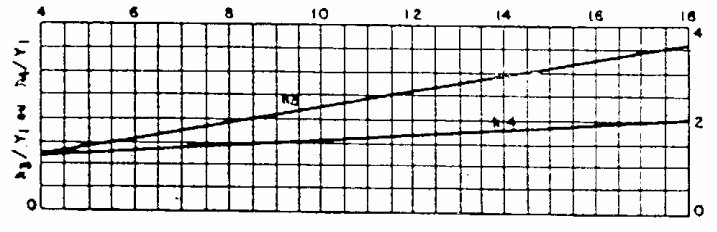


Figura 9.32.3.10

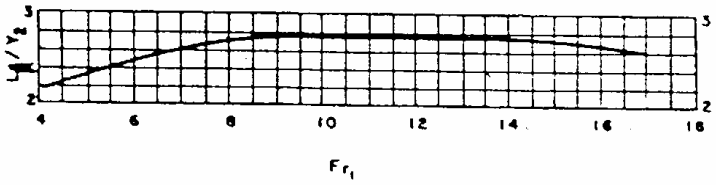


Figura 9.32.3.11

$$Fr_1 > 4.5 \qquad U_1 < 15 m/s$$

Bacia Tipo IV
(USBR)

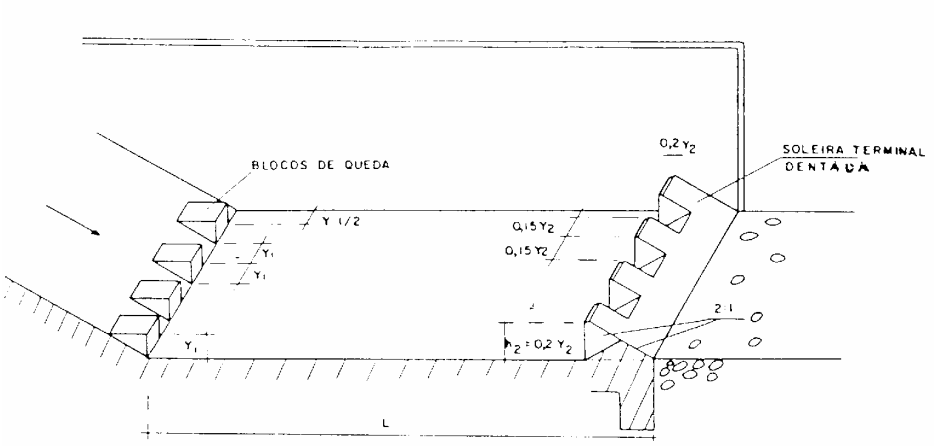


Figura 9.32.3.12

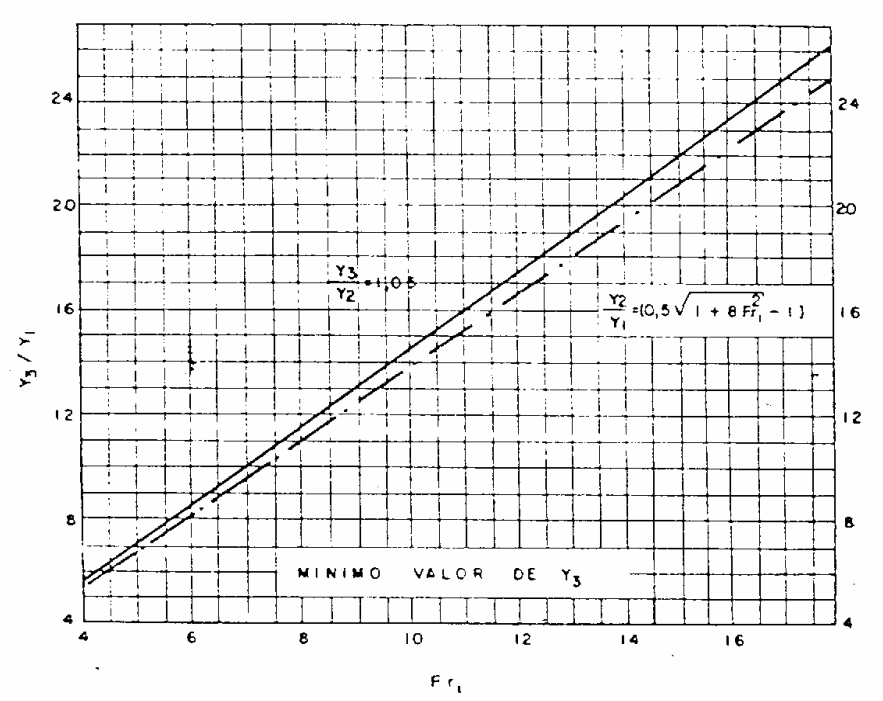


Figura 9.32.3.13

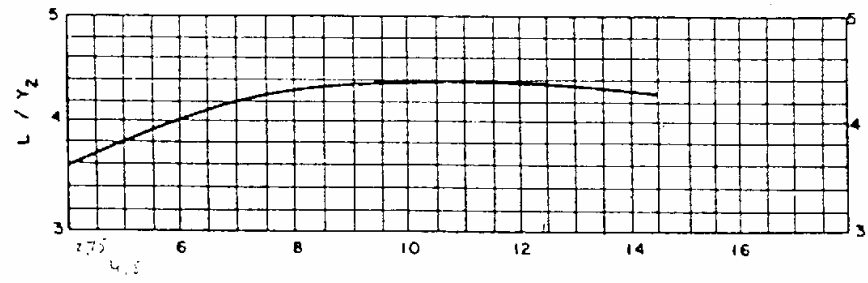


Figura 9.32.3.14

$Fr_1 > 4.5 \qquad U_1 > 15 m/s$